

**Revista internacional de**

# **Ingeniería de estructuras**

**Editores**

**Alex H. Barbat  
Roberto Aguiar**

Revista semestral

**Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador**



# Revista internacional de Ingeniería de estructuras

## EDITORES

### Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España  
e-mail alex.barbat@upc.es

### Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador  
e-mail raguiar@espe.edu.ec

## COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

### G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

### O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería  
Universidad de los Andes  
Aptdo. 4976  
Bogotá, Colombia

### G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería  
Dpto. Ingeniería Civil  
Universidad de Concepción  
Concepción, Chile

### E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment  
Engineering  
Stanford University  
Stanford, California, 94305-4020

### R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real  
Universidad de Castilla La Mancha  
C/ Camilo José Cela s/n  
13071 Ciudad Real

### J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

### R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la  
Ingeniería Civil  
Universidad de Texas, Austin  
Texas 78712, U.S.A.

### S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

### M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil  
Pontificia Universidad Católica  
Lima, Perú

### F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad  
Nacional de Cuyo  
Casilla de Correos 405  
Mendoza, 5500, Argentina

### M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

### M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

### J. Bommer

Civil & Environmental Engineering  
Imperial College  
London SW7 2BU  
Reino Unido

### R. Danesi

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

### W. Lobo

Facultad de Ingeniería  
Universidad de Los Andes  
Mérida, Venezuela

### M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering  
Imperial College  
London, SW7 2BU, U.K.

### R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil  
Universidad de Chile  
Blanco Encalada 2120  
Santiago, Chile

### L. Díaz

Facultad de Ingeniería  
Universidad La Serena  
Serena, Chile

### O. López

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

### J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona España

### L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la  
Construcción Industrial  
Universidad de Girona  
Avda. Luis Santaló s/n  
17071 Girona, España

### L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEfy N,  
Universidad Nacional de Córdoba  
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,  
Argentina

### B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

### S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

### J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y  
Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona, España

### J. Grases

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

### R. Meli

Centro Nacional de Prevención de  
Desastres  
Ciudad Universitaria  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

### C. E. Ventura

Department of Civil Engineering  
The University of British Columbia  
CEME Building, 2018 – 2324 Main  
Mall  
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

## IMPRESIÓN

### Wilson A. Estacio Cáceres

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador

ISSN 1390-0315

©2004 ESPE, Quito, Ecuador

*Revista Internacional de*  
**Ingeniería de Estructuras**

**Sumario**

**Volumen 9, número 2, 2004**

<b>Comportamiento sísmico de edificios esbeltos con base en marcos dúctiles de acero estructural diseñados conforme al reglamento de la ciudad de México</b> Arturo Tena Colunga, Carlos Cheja Mochon	93
<b>Generación de acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local</b> Lía Haarala Orosco, Mika Haarala Orosco, Alex Barbat	113
<b>Estudio experimental de cuatro alternativas para impedir la falla por deslizamiento en los muros de albañilería armada</b> Angel San Bartolomé, Wilson Silva, Eliana Meléndez y Gino Castro	141
<b>Identificación de estructuras reticulares mediante datos de mediciones de vibración forzada</b> Alejandro Ruiz Sibaja, Jorge López Ríos, José Miguel Martínez Jiménez	161
<b>Estado actual y futuro de la normatividad</b> Mario Ordaz	175
<b>Estimación de la habitabilidad y reparabilidad de edificios después de un sismo</b> Martha L. Carreño T., Omar D. Cardona A., Alex H. Barbat B.	187
<b>Análisis por desempeño de un edificio de H/A de la ciudad de Salta, Argentina</b> Roberto Aguiar Falconí, Lía Haarala Orosco y Roberto Caro Bassani	201

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

*Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana*

ISSN 1390-0315

© 2004 ESPE, Quito – Ecuador

*Revista Internacional de*  
**Ingeniería de Estructuras**

**Sumario**

**Volumen 9, número 2, 2004**

<b>Comportamiento sísmico de edificios esbeltos con base en marcos dúctiles de acero estructural diseñados conforme al reglamento de la ciudad de México</b> Arturo Tena Colunga, Carlos Cheja Mochon	93
<b>Generación de acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local</b> Lía Haarala Orosco, Mika Haarala Orozco, Alex Barbat	113
<b>Estudio experimental de cuatro alternativas para impedir la falla por deslizamiento en los muros de albañilería armada</b> Angel San Bartolomé, Wilson Silva, Eliana Meléndez y Gino Castro	141
<b>Identificación de estructuras reticulares mediante datos de mediciones de vibración forzada</b> Alejandro Ruiz Sibaja, Jorge López Ríos, José Miguel Martínez Jiménez	157
<b>Estado actual y futuro de la normatividad</b> Mario Ordaz	171
<b>Estimación de la habitabilidad y reparabilidad de edificios después de un sismo</b> Martha L. Carreño T., Omar D. Cardona A., Alex H. Barbat B.	187
<b>Análisis por desempeño de un edificio de H/A de la ciudad de Salta, Argentina</b> Roberto Aguiar Falconí, Lía Haarala Orozco y Roberto Caro Bassani	201

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

*Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana*

ISSN 1390-0315

© 2004 ESPE, Quito – Ecuador

# COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ESBELTOS CON BASE EN MARCOS DÚCTILES DE ACERO ESTRUCTURAL DISEÑADOS CONFORME AL REGLAMENTO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

**Arturo Tena Colunga<sup>(1)</sup>, Carlos Cheja Mochon<sup>(2)</sup>**

<sup>(1)</sup>Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana,  
Edificio H, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, DF  
e-mail: atc@correo.azc.uam.mx

<sup>(2)</sup>Grupo Mustri Arquitectos  
Paseo de las Palmas 239-204, Col. Lomas de Chapultepec, 11000 México, DF

## RESUMEN

Se presenta el estudio de dos edificios esbeltos de 21 pisos con base en de marcos dúctiles de acero estructural, diseñados para distorsiones de entrepiso cercanas al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  estipulado por el Reglamento del Distrito Federal vigente en México (RCDF-93). Los edificios no cumplen con la relación de esbeltez límite  $H/L \leq 2.5$  estipulada en el apartado seis de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo vigentes (NTCS-95), por lo que el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño ( $Q'$ ) utilizado para el diseño fue afectado por un factor reductivo de 0.8 ( $Q'=0.8Q$ ), según se especifica en la sección 4.1 de las NTCS-95. Las estructuras se diseñaron para la zona III definida por las NTCS-95, es decir, la zona de lago o de terreno blando. Se realizaron análisis dinámicos no lineales de marcos ante la acción de acelerogramas registrados y artificiales asociados al espectro de diseño. Se comparan los niveles y distribución de fluencia estructural y las demandas de ductilidad máximas de cada nivel con respecto al factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) utilizado en el diseño. Se comparan, además, las distorsiones máximas de diseño con las distorsiones dinámicas máximas obtenidas de los análisis no lineales.

Del estudio se desprende que aunque las demandas de ductilidad de entrepiso máximas se encuentran dentro de niveles razonables y que la fluencia de elementos estructurales corresponde al mecanismo último de falla de viga débil-columna fuerte, una interpretación errónea de las NTCS-95 con respecto a cómo deben revisarse las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño puede conducir a distorsiones dinámicas máximas de entrepiso del orden de 2.4%, que sobrepasan notablemente el límite máximo de distorsión de entrepiso permitido por el reglamento. A estos niveles de distorsión se pueden esperar daños considerables en elementos no estructurales, así como problemas de funcionamiento y operación del edificio asociado a la conducta humana durante sismos.

## SUMMARY

The study of two 21 story, slender, special moment resisting steel buildings is presented. Both buildings were designed according to the seismic provisions of RCDF-93 code of Mexico City for a maximum story drift ratio close to the limiting drift  $\Delta=1.2\%$  established by the code. As both buildings do not satisfy the limiting slenderness ratio  $H/L \leq 2.5$  established by RCDF-93 for

regular structures, then, the  $Q'$  factor allowed by the code to reduce seismic forces for design purposes was affected by a 0.8 reduction factor, as established by RCDF-93 ( $Q'=0.8Q$ ). Both buildings were designed for the lakebed region of Mexico City (soft soil conditions). Nonlinear dynamic analyses of representative frame models of subject structures were conducted. Several recorded and simulated accelerograms associated to the design spectra of RCDF-93 for the lakebed region were used for the nonlinear dynamic analyses. Response modification factors ( $Q$ ) used in the design of subject buildings were compared against story ductility computed from the nonlinear dynamic analyses. Story drift ratios associated to the original design according to RCDF-93 were compared with peak dynamic story drift angles computed from nonlinear dynamic analyses. Structural yielding was studied and associated to hysteretic, deformation and strength demands.

The study shows that although peak story ductility demands are within reasonable bounds, and the yielding mapping suggests the potential formation of a weak-beam, strong-column failure mechanism, peak dynamic drift angles are much larger than anticipated in the design (up to 2.4%). For drift angles higher than 2%, one should expect considerable damage in non-structural elements, important problems in the normal operation of the building, as well as potential panic in people, particularly people living in the lake-bed zone of Mexico City, where strong earthquakes are felt for a time interval of two or three seconds. Most residents of Mexico City that felt the  $M_s=8.1$  September 19, 1985 earthquake are particularly sensitive and still afraid of moderate and strong earthquakes felt in the city.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95) del Reglamento del Distrito Federal vigente (RCDF-93) establece, en su apartado seis, las once condiciones que debe cumplir una estructura para ser considerada como regular y, de esta manera, utilizar directamente el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño ( $Q'$ ) en función de los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) del apartado cinco. En caso de que no se cumpla una, varias o todas las condiciones de regularidad del apartado seis,  $Q'$  deberá multiplicarse por un factor reductivo de 0.8, según se especifica en la sección 4.1 de las NTCS-95. Esta disposición reglamentaria está basada exclusivamente en la intuición y no se cuenta con estudios que la validen. Además, las normas de referencia no indican cómo proceder en caso de que se violen simultáneamente varias condiciones de regularidad, en cuyo caso el castigo de 0.8 del factor reductivo puede no ser suficiente.

Al respecto, los comentarios a las NTCS-87, que aplican a las NTCS-95 puesto que no han sufrido modificaciones en este criterio, dicen lo siguiente: “La reducción de  $Q'$  establecida para edificios que no cumplen con requisitos de regularidad refleja el resultado de la experiencia y de la intuición. En efecto, se espera mejor comportamiento ante sismo de los edificios que satisfacen dichos requisitos; además, un examen de los efectos de temblores intensos recientes confirma en términos generales la menor vulnerabilidad de tales inmuebles. Sin embargo, no existen análisis ni pruebas de laboratorio que fundamenten cuantitativamente la reducción de  $Q'$  en un 20% para los edificios menos regulares, así que esta disposición no necesariamente implica que dichas estructuras desarrollan menores factores de ductilidad” (Rosenblueth y Gómez 1991).

Por lo tanto, es evidente que ni siquiera puede asegurarse que el factor  $Q'$  esté relacionado con la esbeltez, o con alguna de las otras condiciones de regularidad, sino que la reducción de  $Q'$  es simplemente una medida preventiva arbitraria. En tal caso, es importante reflexionar sobre las siguientes cuestiones (entre muchas otras): ante la acción de sismos, ¿qué debilidades presenta una estructura por el hecho de ser esbelta? ¿Podrá reducirse la vulnerabilidad ante sismos de una estructura esbelta con sólo modificar el valor propuesto del factor  $Q'$ ? De hecho, ¿podrá realmente disminuirse la vulnerabilidad de estructuras irregulares reduciendo el valor de  $Q'$  cuando no se satisface ninguna condición de regularidad? ¿Sería más prudente tomar medidas preventivas diferentes en el diseño de estructuras irregulares dependiendo de la condición de irregularidad que no se satisfaga, como lo hace, por ejemplo, en el reglamento UBC (Uniform

Building Code)? ¿Es adecuado el factor de 0.80 para estructuras que violan la condición de esbeltez u otras de las condiciones de regularidad? La contestación a estas interrogantes requiere de muchos estudios detallados, de los cuales el estudio que aquí se presenta es solamente un modesto esfuerzo que intenta dar respuesta a algunas de ellas.

Es un hecho que los efectos de las irregularidades pueden afectar el comportamiento de la estructura de diferentes maneras, y la influencia de éstos no ha sido cuantificada suficientemente en estudios previos a nivel mundial realizados en las décadas de los años setenta, ochenta y principios de los noventa, sobre todo en el intervalo de comportamiento inelástico, aunque en el último lustro se han realizando algunos estudios para condiciones de irregularidad tales como piso débil, estructuras esbeltas, estructuras alargadas, irregularidades importantes en planta y/o elevación, así como irregularidades en la distribución de masas, rigideces y resistencia (por ejemplo, Valmundsson y Nau 1997, Ruiz *et al.* 1997, Tena *et al.* 1996, Tena 1997, Tena-Colunga y del Valle 1998, Tena 2000, Tena 2001 y Tena, 2002). El estudio comparativo de las coincidencias y diferencias principales entre las disposiciones de diseño sísmico para estructuras irregulares de los reglamentos mexicanos y el reglamento norteamericano UBC se ha presentado recientemente en la literatura (Tena-Colunga y del Valle 1998, Tena-Colunga 1999).

Con respecto al diseño de estructuras irregulares, cabe señalar que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para el Distrito Federal de 2004 (NTCS-2004 2004), que están por entrar en vigor, contemplan algunos cambios en el diseño de estructuras irregulares. Entre los más importantes está la definición de estructuras fuertemente irregulares, que esencialmente son aquéllas con un piso suave o una excentricidad torsional muy pronunciada. Para estas estructuras,  $Q'$  debe multiplicarse por un factor de 0.7. Otra modificación es que si una estructura no satisface una condición de regularidad,  $Q'$  se multiplicará por 0.9 y por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de las condiciones de regularidad del apartado 6 de las NTCS-2004, que son esencialmente los mismos que se definen en las NTCS-95 y NTCS-87.

En el presente trabajo se resume brevemente los estudios realizados en estructuras esbeltas de 21 pisos a base de marcos dúctiles de acero estructural, diseñados para distorsiones de entrepiso cercanas al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  estipulado por el RCDF-93 que no cumplen con la relación de esbeltez límite  $H/L \leq 2.5$  estipulada en el apartado seis de las NTCS-95, y que se presentan en detalle en trabajos más extensos (Cheja 1997, Tena *et al.* 1996 y Tena 1997), donde además se presenta el estudio realizado para edificios de ocho pisos con relaciones de esbeltez similares. El diseño de cada estructura se hizo utilizando el factor de comportamiento sísmico adecuado conforme a las NTCS-95, como se presenta brevemente en las siguientes secciones. Este estudio es también representativo de la propuesta de NTCS-2004, ya que de acuerdo con ellas, el diseño sísmico por condición de irregularidad sería el mismo que se establece en las NTCS-95, además que los criterios específicos para el diseño de marcos dúctiles de acero estructural son esencialmente los mismos, sobre todo los que rigen el diseño de vigas y columnas.

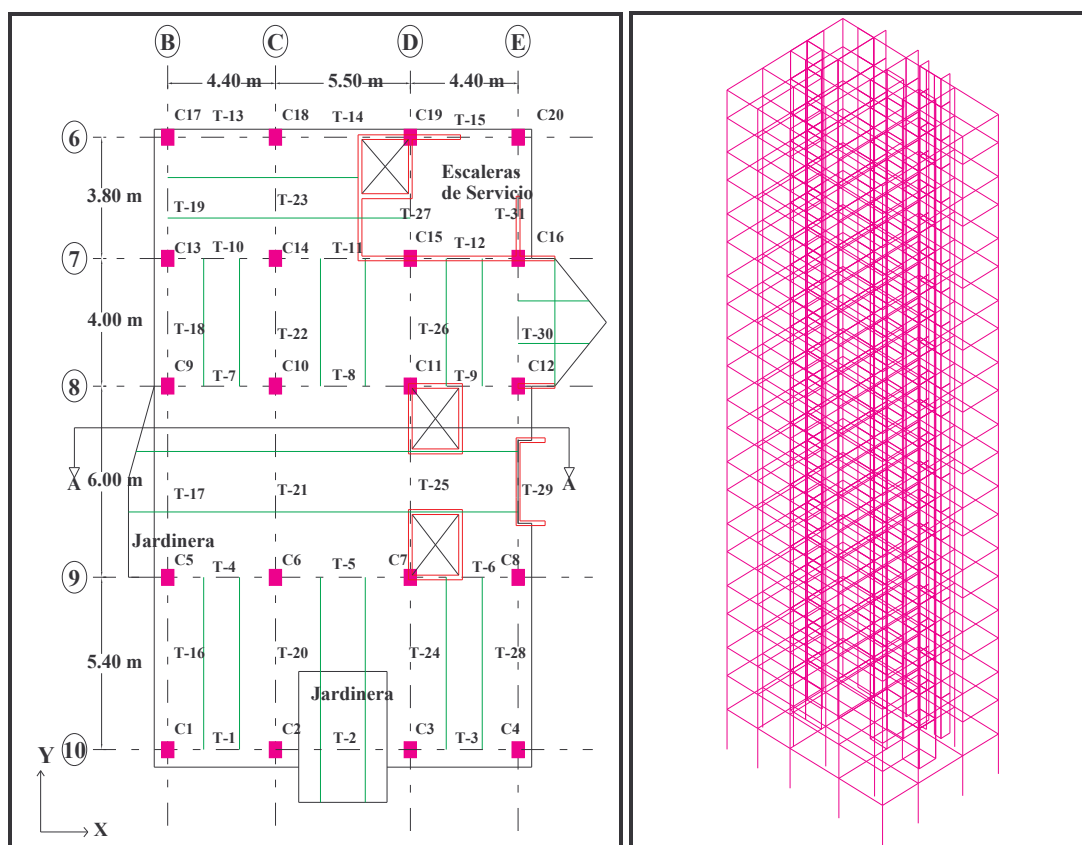
## 2. ESTRUCTURAS EN ESTUDIO

En este estudio se eligió como estructura esbelta prototipo al proyecto arquitectónico de una de las torres de unos condominios de lujo ubicados en la calle Rubén Darío en la colonia Polanco, en una de las zonas residenciales más exclusivas de la ciudad de México. Se consideró que este tipo de proyecto es representativo de estructuras esbeltas comunes que pueden construirse en los próximos años en distintas zonas de la ciudad de México, incluyendo la zona del lago.

El conjunto condominal cuenta con un terreno con dimensiones de 64x57 m. y un área de 3648 m<sup>2</sup>, y está compuesto por tres torres (A, B y C) de 21 pisos y 66 m. de altura sobre la superficie del terreno, y de tres sótanos comunes donde se alojan las áreas de estacionamiento y servicios (S1, S2 y S3). Por su parte, las torres A y B son iguales entre sí, mientras que la torre C, aunque presenta la misma altura que las dos anteriores, es un edificio más regular tanto en

planta como en elevación. Los detalles del proyecto se presentan en Cheja (1997); sin embargo, a continuación se resumen las características generales de la torre A, cuya geometría fue seleccionada para el presente estudio.

La torre A está conformada por un mezanine en el primer piso, y diez departamentos de dos niveles cada uno en los pisos subsecuentes. El mezanine tiene una altura de 4.00 m., la planta baja de cada departamento es de 3.40 m. y la planta alta de 2.80 m. Los elevadores y las escaleras de servicio sólo tienen entrada en la planta baja de cada condominio, y una escalera interior ubicada entre los ejes C, D, 8 y 9 (figura 1) permite el acceso a la planta alta. Todas las losas tienen un saliente entre los ejes 7 y 8 de forma sensiblemente triangular y, excepto en la azotea, otro entre los ejes 8 y 9 donde se aloja una de las jardineras. La jardinera ubicada entre los ejes C y D sólo aparece en la planta baja de cada departamento, ya que en dicha área existe doble altura y, por lo tanto, en la losa de entrepiso es espacio vacío. El área entre los ejes D, E, 6 y 7 está destinada para las escaleras de servicio. Los claros principales tienen longitudes entre 3.80 m. el más pequeño y 6.00 m. el más grande. Las dimensiones gruesas de la planta son de 15.9 x 20.0 m, siendo ésta simétrica respecto a un eje central paralelo al lado mayor de 20.0 m.



**Figura 1.** Planta tipo y modelo tridimensional de los edificios IR6 e IR6B

Se eligió la geometría de la torre “A” como prototipo por ser adecuada para el estudio de estructuras esbeltas, ya que no cumple con la condición de regularidad por esbeltez (condición 2 NTCS-95). La condición de esbeltez no se cumple en ambas direcciones en planta (figura 1), ya que para la dirección X, la relación de esbeltez es  $66/15.9=4.15$ , mientras que para la dirección Y dicha relación resulta igual a  $66/20.0=3.30$ ; ambas mayores al límite de 2.5. Además, la torre A tampoco cumple con las condiciones de regularidad 6, 7, y 11 de las NTCS-95, según se demuestra con detalle en Cheja (1997).



## 2.1 Diseño sísmico de los edificios IR6 e IR6B

Se realizó el diseño sísmico de dos modelos, denominados IR6 e IR6B, con base en el proyecto arquitectónico de la torre “A”, con la salvedad que en el presente estudio se considera que la estructura tiene condición de empotramiento perfecto en su base, lo que obedece a que se pretende estudiar exclusivamente la validez de las disposiciones debidas a la irregularidad de la estructura, tales como la esbeltez; despreciando otras acciones que pueden ser significativas como la interacción suelo-estructura. Cabe señalar que el que no se consideren la interacción suelo-estructura y otros efectos no implica de ninguna manera que no se consideren importantes, más bien, el razonamiento asociado a esta decisión es que el incluir otros efectos (como la interacción) no permitiría discernir claramente en qué medida afectan las condiciones de irregularidad (particularmente la esbeltez), por sí solas, al diseño y a la respuesta dinámica no lineal de estructuras diseñadas conforme a las NTCS-95, que es realmente uno de los objetivos centrales que se persiguen con los estudios que se están conduciendo sobre este tema.

Los modelos IR6 e IR6B se diseñaron considerando que pertenecen al grupo “B” según el RCDF-93, y como tales fueron considerados los factores de carga para el diseño. Los valores del espectro de diseño utilizados para el análisis sísmico son los correspondientes a la zona III (figura 2), es decir, la zona de mayores ordenadas espectrales de diseño, y en la cual resulta más interesante evaluar a las NTCS-95. La estructuración considerada son marcos dúctiles a momento, por lo que el factor de comportamiento sísmico empleado fue  $Q=4$ . Debido a que no cumplen con las condiciones de regularidad antes destacadas, el factor reductor de fuerzas sísmicas con fines de diseño ( $Q'$ ) se multiplicó por el factor reductor de 0.8 especificado en la sección 4.1 de las NTCS-95, y dadas las características dinámicas de los modelos ( $T < T_b$ ), en este caso  $Q' = 0.8Q = 4 \times 0.8 = 3.2$ . Para las restricciones de desplazamientos laterales que indica el artículo 209 del RCDF-93, se aceptó que para las estructuras en cuestión los elementos no estructurales están totalmente desligados de la estructura principal, por tanto, se consideró como límite de la distorsión de entrepiso de diseño el valor de  $\Delta = 1.2\%$ .

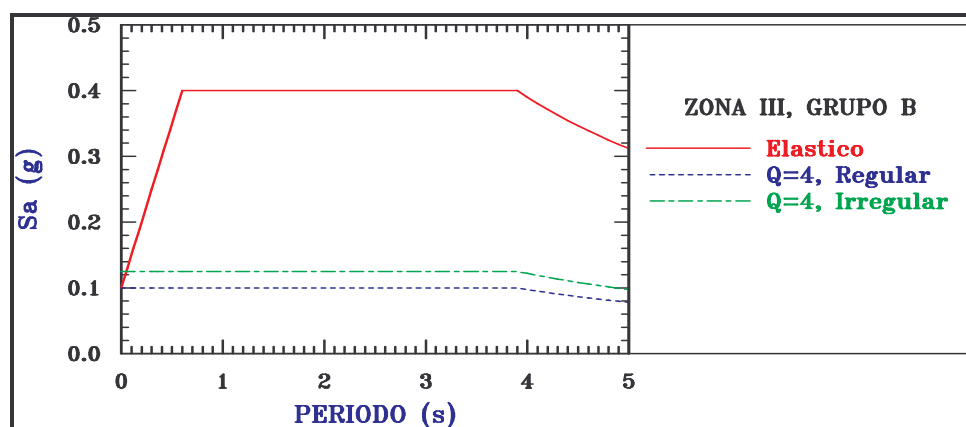


Figura 2. Espectros de diseño para estructuras del grupo B, zona III del RCDF-93

La diferencia básica entre el diseño de IR6 e IR6B estriba exactamente en cómo se revisan las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño ( $\Delta_D$ ), ya que para algunos la redacción actual de las NTCS-95 no es totalmente clara al respecto. De acuerdo con la sección 4.1 de las NTCS-95, “las deformaciones laterales se calcularán multiplicando por  $Q$  las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 de las presentes normas o el análisis modal de la sección 9”. Si llamamos  $\Delta_Q$  a las deformaciones laterales causadas por las fuerzas sísmicas reducidas por  $Q'$ , entonces, de acuerdo con las NTCS-95,  $\Delta_D = Q\Delta_Q$ , que es el criterio con que se diseñó IR6B. En cambio, IR6 se diseñó considerando que  $\Delta_D = Q'\Delta_Q$ , ya que existe quien interpreta que el castigo por el efecto de

irregularidad es reducir  $Q$  por 0.8, por lo que consideran lógico revisar las deformaciones suponiendo que  $Q'=Q$ , que no es lo que se estipula en las NTCS-95 y, de hecho, las **NTCS-2004**. Por tanto, en este caso concreto, se consideró que  $\Delta_D = 3.2\Delta_Q$  para IR6 y  $\Delta_D = 4\Delta_Q$  para IR6B. De hecho, de acuerdo con las NTCS-95, las estructuras irregulares deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas reducidas mayores que las estructuras regulares y, si se observa con detalle, el criterio de revisión para deformaciones laterales, aunque pareciera ser el mismo que para las estructuras regulares es, de hecho, más estricto. Este criterio se mantiene en la propuesta de **NTCS-2004**.

En la estructuración con base en marcos de acero dúctiles se utilizaron secciones cajón para las columnas, pues sus propiedades son más convenientes para dar estabilidad ante carga lateral y evitar problemas de pandeo y, además se usan frecuentemente en la práctica mexicana. Se seleccionaron secciones I (perfiles tipo W) para las vigas principales y secundarias, verificando que cumplieran los criterios para secciones compactas correspondientes. Como sistema de piso se propuso una losa de lámina de acero acanalada y concreto reforzado con malla electrosoldada de 5 cm. de espesor, soportada por trabes secundarias. El diseño estructural de IR6 e IR6B se llevó a cabo con apoyo del programa ETABS. Se realizaron las siguientes hipótesis en el modelado de las estructuras. El módulo de elasticidad del acero se tomó como  $E = 2.039 \times 10^6$  Kg./cm<sup>2</sup>. Se utilizaron las propiedades geométricas nominales de los perfiles W en las vigas y las propiedades geométricas efectivas en las columnas de sección cajón. La zona rígida que se consideró tanto para las columnas como para las trabes es del 50% de la longitud total de apoyo entre los elementos, según se recomienda para este tipo de edificios. Se realizó un diseño conforme a un análisis modal espectral elástico tridimensional conforme a las NTCS-95 y al RCDF-93. En el análisis estructural fueron tomados en cuenta los efectos secundarios ( $P-\Delta$ ) que se inducen a la estructura por los desplazamientos laterales debidos al sismo, los cuales deben de incluirse en el diseño de estructuras esbeltas.

El diseño preliminar de los elementos estructurales principales de acero se hizo conforme al reglamento norteamericano "Load and Resistance Factor Design" (LRFD-93), utilizando el módulo STEELER del ETABS. Posteriormente, se verificó que las columnas y trabes más esforzadas de dicho diseño, cumplieran con las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCEM-95, 1995); como se ilustra en detalle en Cheja (1997). Los detalles de los diseños se presentan en Cheja (1997), Tena *et al.* (1996) y Tena (1997) y se resumen en las tablas 1 y 2, donde se presentan las secciones finales de diseño para columnas y trabes, respectivamente, y en las figuras 3 y 4, donde se presentan los niveles de esfuerzo de trabes y columnas asociados a los diseños de IR6 e IR6B, respectivamente.

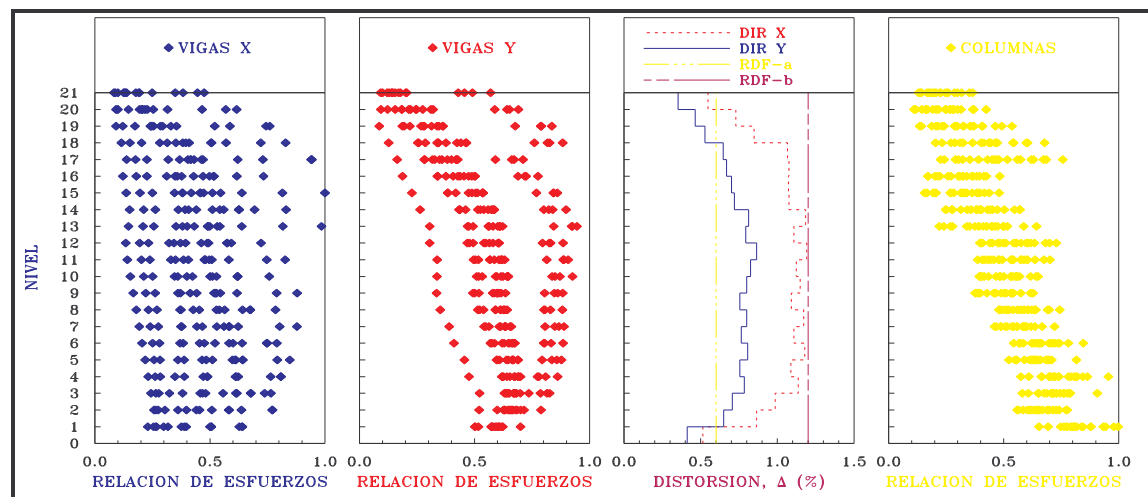
**Tabla 1.** Secciones finales de diseño de columnas

Modelo IR6			Modelo IR6B		
Niveles	Columnas	Dimensiones (cm.)	Niveles	Columnas	Dimensiones (cm.)
1-2	C1-C5, C8, C9, C12, C13, C16 a C20	70x60x2.54	1-4	C1-C20	70x70x2.86
1-2	C6, C7, C10, C11, C14, C15	50x50x2.54			
3-10	C1-C20	50x50x2.54	5-10	C1-C20	60x60x2.38
11-16	C1-C20	45x40x2.54	11-16	C1-C20	50x50x1.91
17-21	C1-C20	40x40x1.27	17-21	C1-C20	40x40x1.59

**Tabla 2.** Secciones finales de diseño para traves

Niveles	Ceaw2556		Modelo IR6B	
	Traves	Perfil	Traves	Perfil
1-9	T-1, T-3 a T-15	W24x103	T-1, T-3 a T-15	W24x131
	T-2	W24x117	T-2	W24x146
	T-16 a T-31	W24x84	T-16 a T-31	W24x103
10-12	T-1, T-3 a T-15	W24x103	T-1, T-3 a T-15	W24x131
	T-2	W24x117	T-2	W24x146
	T-16 a T-31	W24x76	T-16 a T-31	W24x94
13	T-1, T-3 a T-15	W24x84	T-1, T-3 a T-15	W24x117
	T-2	W24x103	T-2	W24x131
	T-16 a T-31	W24x68	T-16 a T-31	W24x94
14-16	T-1, T-3 a T-15	W24x76	T-1, T-3 a T-15	W24x117
	T-2	W24x84	T-2	W24x117
	T-16 a T-31	W24x68	T-16 a T-31	W24x94
17	T-1, T-3 a T-15	W24x62	T-1 a T-15	W24x94
	T-2, T-16 a T-31	W24x68	T-16 a T-31	W24x94
18-21	T-1, T-3 a T-31	W24x62	T-1 a T-15	W24x94
	T-2	W24x68	T-16 a T-31	W24x76

En las figuras 3 y 4 se presentan las distorsiones de entrepiso de diseño calculadas para las dos direcciones principales de los modelos IR6 e IR6B respectivamente, y se comparan con los límites establecidos por el RCDF-93. También se ilustran los niveles de esfuerzo del diseño final de traves y columnas. Puede observarse que en los niveles 6 a 14 se presentan distorsiones en la dirección X muy cercanas al límite de 1.2%; y que tanto las columnas de los primeros niveles, como las traves paralelas al eje Y de los niveles intermedios, se encuentran sometidas a un alto nivel de esfuerzos. Se observa que la dirección crítica ambos modelos es la dirección X. Es evidente también que muchos de los elementos se encuentran sobrediseñados, en gran medida, como consecuencia de tomar secciones tipo, ya que como se aclaró anteriormente, se pretende que el diseño sea lo más simple, realista y construible posible, con distorsiones cercanas al límite máximo permitido por el RCDF-93, pero no necesariamente óptimo en cuanto a peso y/o nivel de esfuerzos. En este respecto, parece que el diseño de IR6B es ligeramente más óptimo en cuanto al nivel de esfuerzos de los elementos estructurales que el de IR6, conforme a las acciones estipuladas por el Reglamento.

**Figura 3.** Niveles de esfuerzo y distorsiones de diseño, modelo IR6



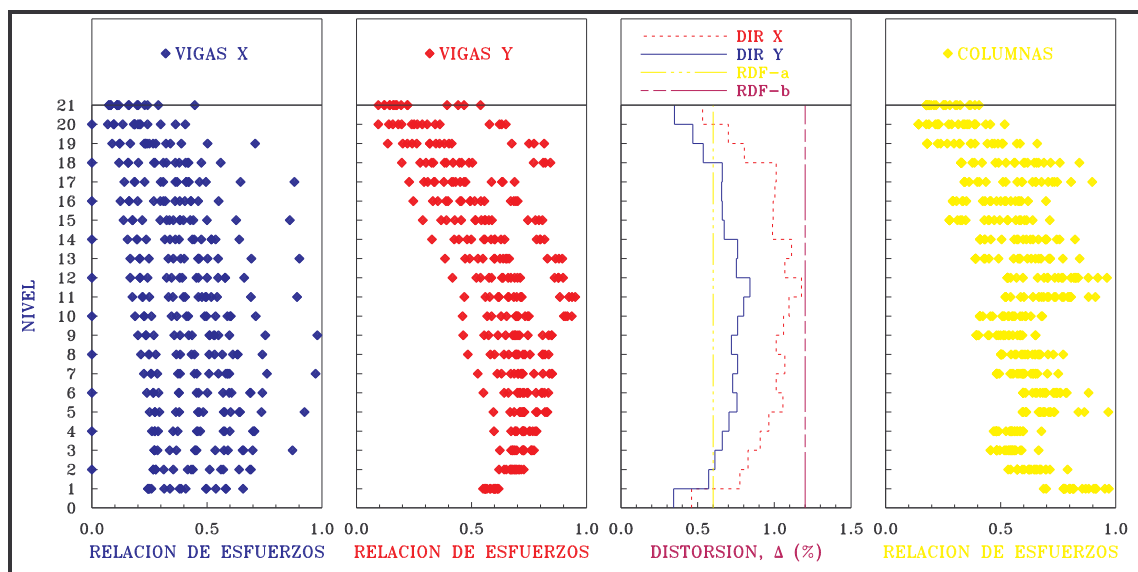


Figura 4. Niveles de esfuerzo y distorsiones de diseño, modelo IR6B

## 2.2 Características dinámicas elásticas de los modelos IR6 e IR6B

Los resultados del análisis modal del diseño final de los modelos IR6 e IR6B se resumen escuetamente en la tabla 3, donde se indica también el peso total de cada estructura. Ambos modelos son flexibles, pero un poco “rígidos” (valga la aparente contradicción) para ser estructuras de marcos de acero de 21 niveles y 66 m de altura, debido a que se consideró que los muros de bloque de concreto que se ubican en el área del cubo de elevadores participan en la rigidez lateral inicial de las estructuras. Las estructuras son más flexibles en la dirección E-W, en la cual son más esbeltas. Los modos de traslación están moderadamente acoplados, debido a las importantes excentricidades de masa que existen por el uso de áreas de los entrepisos y a la ubicación de los

Tabla 3. Características dinámicas de los modelos IR6 e IR6B

MODO	Dirección	Modelo IR6 ( $W_{I6}=5542.7$ Ton)				Modelo IR6B ( $W_{I6B}=5704.5$ Ton)			
		T (s)	Masa modal (%)			T (s)	Masa modal (%)		
			N-S	E-W	$\theta$		N-S	E-W	$\theta$
1. Primer modo traslación	E-W	1.923	4.64	63.02	6.45	1.646	3.59	63.10	5.79
2. Primer modo traslación	N-S	1.882	70.51	4.51	0.07	1.615	70.08	3.50	0.05
3. Primer modo torsión	Rotación	1.352	0.11	5.64	69.45	1.197	0.07	5.22	69.04
4. Segundo modo traslación	E-W	0.660	2.20	10.49	0.83	0.566	4.03	9.47	0.83
5. Segundo modo traslación	N-S	0.646	11.33	2.25	0.14	0.559	9.92	4.10	0.30
6. Segundo modo torsión	Rotación	0.479	0.03	1.91	10.88	0.430	0.02	1.89	11.32

muros de bloque de concreto (figura 1). Los modos de traslación en dirección N-S presentan menor acoplamiento en rotación que los modos de traslación en dirección E-W. Los modos de torsión presentan mayor acoplamiento con traslación en la dirección E-W. El peso total de IR6 es  $W_{I6}=5,542.7$  ton y el de IR6B es  $W_{I6B}=5,704.5$  ton. El peso de los elementos estructurales

principales es aproximadamente 14% el peso total de la estructura para IR6 y 16% para IR6B. Se observa que el interpretar con rigor las disposiciones de las NTCS-95 para revisar las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño ( $\Delta_D$ ) en el diseño de estructuras irregulares guió al diseño de una estructura más pesada y rígida (IR6B) con respecto al diseño resultante con la interpretación que muchos otros estructuristas le dan a dichas normas (IR6). Será importante evaluar si esta diferencia en la interpretación puede guiar a diferencias de comportamiento notables entre ambos modelos ante la acción de sismos intensos. Este es un aspecto sobre el cual reflexiona el presente trabajo.

### 3. ANALISIS NO LINEALES

Los diseños de los modelos IR6 e IR6B, conforme a los lineamientos de las NTCS-95 y NTCEM-95 del RCDF-93, se evaluaron mediante la simulación de su respuesta ante la acción de acelerogramas asociados al sismo de diseño realizando análisis dinámicos no lineales en el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992).

Debido a que en la investigación en curso uno de los objetivos es estudiar si los factores de comportamiento sísmico para el diseño de estructuras irregulares en la zona III de las NTCS-95 son indicados, es necesario utilizar acelerogramas representativos cuyas características estén relacionadas al sismo máximo esperado y contemplado por el presente reglamento y acelerogramas que pudieran estar contemplados en reglamentos futuros. Por lo tanto, se seleccionaron para el estudio de IR6 e IR6B cinco acelerogramas, dos registrados en el valle de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ( $M_s=8.1$ ) y tres acelerogramas sintéticos generados para un sismo de  $M_s=8.2$  para tres estaciones de la red acelerográfica del valle de México.

Los acelerogramas registrados durante el sismo del 19/09/85 que fueron seleccionados corresponden a los sitios Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente E-W (SCT-EW) y Tláhuac bombas en su componente N-S (TBOM-NS). Las características de los registros difieren en cuanto a duración, contenido de frecuencias, periodo dominante y respuestas espectrales máximas. Los registros de SCT tienen una duración de un poco más de 160s y aceleración máxima del terreno de aproximadamente 0.17g en su componente E-W, con respuesta espectral máxima de 1.0g para un periodo dominante de 2.0s. El registro de Tláhuac bombas en dirección N-S tiene una duración de 150s con espectro de respuesta con periodos dominantes cercanos a los 2.0s, con aceleraciones máximas del terreno de aproximadamente 0.14g y aceleraciones espectrales máximas de 0.75g.

Los registros artificiales para estaciones de la red acelerográfica de la ciudad de México se generaron para un sismo postulado de  $M_s=8.2$ , basado en las funciones de transferencia promedio calculadas para cada estación con base en la información capturada por la red acelerográfica a partir de 1988, conforme a los procedimientos expuestos en Pérez Rocha (1998). Se seleccionaron tres estaciones cuyos niveles de respuesta espectral de pseudoaceleraciones resultaran similares o mayores al acelerograma registrado en SCT-EW durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y que tuvieran periodos dominantes de respuesta mayores a 1.3s y menores a 2.2s dadas las características de las estructuras a estudiar. Se seleccionó, por tanto, la estación 05 (Las Cibeles), ubicada en la colonia Condesa, con periodo dominante de 2.15s y aceleración máxima espectral de 0.86g; la estación 56, ubicada en la calle de Córdoba, en la colonia Roma, con periodo dominante de 2.20s y aceleración máxima espectral de 1.44g (figura 5), y la estación 84 (Culhuacán), ubicada en San Francisco Culhuacán, al sur de la ciudad de México, con periodo dominante de 1.38s y aceleración máxima espectral de 1.03g. Por fines de espacio no se muestran todos los registros y sus características espectrales, pero pueden consultarse en otros trabajos (por ejemplo, Cheja 1997, Tena *et al.* 1996, Tena 1997).

Los análisis dinámicos no lineales se condujeron exclusivamente en los marcos más esforzados en cada dirección (marco 10 en la dirección X, marco B en la dirección Y), es decir, se obtuvieron marcos dinámicamente equivalentes con el procedimiento explicado en detalle en Cheja (1997). Se procedió de esta manera, ya que en estudios paralelos que se condujeron en edificios esbeltos de acero de ocho niveles cuya geometría se definió de manera que fuera análoga a la de IR6 e IR6B (Cheja 1997, Tena *et al.* 1996), se observaron respuestas dinámicas muy similares en análisis conducidos en marcos equivalentes con respecto a modelos que consideran la interacción entre los marcos que resisten a las fuerzas sísmicas en una dirección dada, por lo que se decidió, para una primera evaluación, economizar en el esfuerzo y recursos de cómputo necesarios para la evaluación de la respuesta dinámica de IR6 e IR6B.

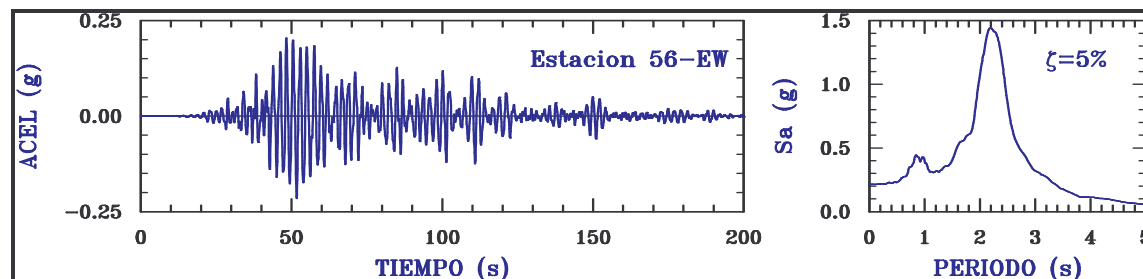


Figura 5. Acelerograma artificial S56-EW

En los análisis no lineales se consideró un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\zeta=3\%$ , ya que el nivel de amortiguamiento viscoso equivalente medido experimentalmente en algunas estructuras de acero varía entre  $\zeta=2\%$  y  $\zeta=4\%$ . Se consideró que los elementos estructurales son capaces de desarrollar sus capacidades plásticas teóricas y que se presenta un comportamiento bilineal del acero estructural, donde inicialmente se consideró una rigidez posterior a la fluencia del 2% de la rigidez elástica, que es la mínima observada en elementos de acero estructural en pruebas experimentales y que ha sido reportada indirectamente en la literatura (por ejemplo, Mamaghani *et al.* 1995). En estudios subsecuentes se han considerado también pendientes posteriores a la fluencia de 5% y 10%, para evaluar su influencia en la respuesta dinámica no lineal, resultados que también se discuten en este trabajo.

Se estudiaron los siguientes parámetros dinámicos para los marcos 10 (dirección X) y B (dirección Y) de los modelos IR6 e IR6B: (a) curvas de histéresis de entrepiso, (b) mapeo de la fluencia de elementos, en tiempos específicos, en envolventes, y su monitoreo en el dominio del tiempo, (c) envolventes de distorsiones de entrepiso máximas ( $\Delta$ ), (d) envolventes de cortantes de entrepiso máximos ( $V/W_T$ ), (e) demandas máximas de ductilidad de entrepiso ( $\mu$ ), (f) distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso ( $\Delta_{fe}$ ), (g) distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima ( $\Delta_{me}$ ), (h) cociente del número de ciclos donde se presentó respuesta inelástica ( $C_{ine}$ ) entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado ( $C_{tot}$ ), (i) cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica ( $k_{imin}$ ) o “pico a pico” asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{el}$ ) y, (j) cociente entre el promedio de las rigideces de entrepiso secantes ( $k_{iprom}$ ) asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos ( $k_{me}$ ) y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{el}$ ). Algunos de estos conceptos se ilustran en la figura 6.

La información analizada es muy extensa, ya que se realizaron análisis para los marcos y modelos de referencia ante la acción de todos los acelerogramas señalados anteriormente, considerando pendientes posteriores a la fluencia de 2%, 5% y 10%, y por razones de espacio en este trabajo solamente se presentan y discuten algunos resultados del estudio descrito. Las mayores respuestas para los marcos 10 y B de los modelos IR6 e IR6B se obtuvieron ante la acción de los acelerogramas SCT85-EW y S56-EW; sin embargo, sólo se presentan los resultados de los marcos 10 de los modelos IR6 (figura 8) e IR6B (figura 7) y de los marcos B de IR6 (figura



10) e IR6B (figura 9) ante la acción del acelerograma S56-EW, ya que, en general, las respuestas más críticas se asocian a este acelerograma.

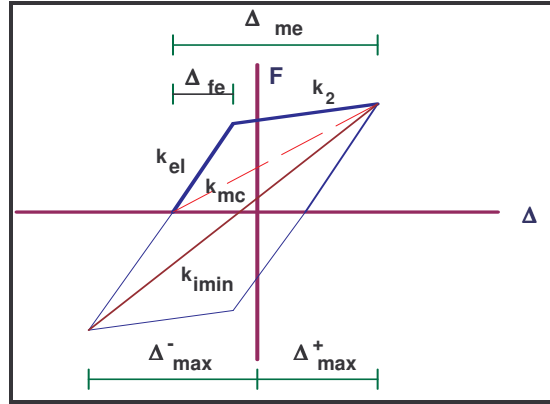


Figura 6. Definición de parámetros

De las envolventes de respuesta máximas del marco 10 del modelo IR6B (el que cumple con todas las disposiciones de las NTCS-95 para edificios irregulares) se observa que su respuesta no lineal es reducida (figura 7), con demandas máximas de ductilidad de 1.3 asociadas a rigideces secantes mínimas inelásticas (pico a pico) del 73% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 5), a un valor mínimo observado del promedio de las rigideces secantes inelásticas de medio ciclo del 83% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 1) y distorsiones de entrepiso máximas muy por debajo de las calculadas en su diseño. Se presentó respuesta elástica en numerosos niveles. En aquellos entrepisos donde se presentó respuesta inelástica, la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia del mismo varió de  $\Delta_{fe}=0.31\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 1) a  $\Delta_{fe}=0.65\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 8), obteniéndose en algunos entrepisos respuestas elásticas para distorsiones tan altas como  $\Delta=0.76\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 12), lo que llama poderosamente la atención. La distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima fue  $\Delta_{me}=0.97\%$  en los niveles 4 a 6, la cual se encuentra por debajo del límite máximo permitido por el RCDF-93 ( $\Delta=1.2\%$ ).

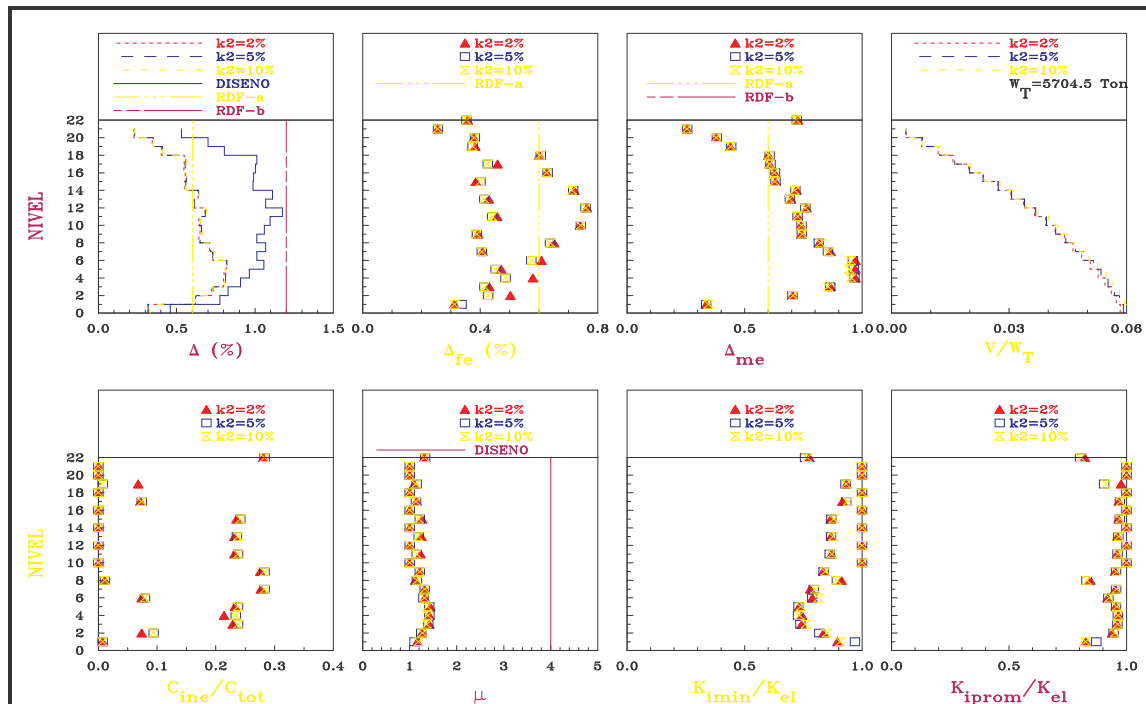


Figura 7. Envolventes de respuesta máxima, marco 10 del modelo IR6B, acelerograma S56-EW

Como se puede observar de la figura 4, el diseño de IR6B en esta dirección, a pesar de ser más flexible, está asociado a niveles de esfuerzos de las vigas inferiores, en promedio, a aquellos calculados para la dirección Y. La fluencia se presentó exclusivamente en vigas, y observando al nivel de esfuerzos de diseño asociados al diseño, no se puede explicar el por qué existe tanta variabilidad en la distorsión asociada a la primera fluencia entre los distintos entrepisos ( $\Delta_{fe}$ ), aspecto que se analizará con mayor detalle en estudios futuros. Además, para este edificio no se observan grandes diferencias en las respuestas dinámicas máximas del marco 10 con respecto a la hipótesis hecha con respecto a la pendiente posterior a la fluencia de los elementos estructurales (2%, 5% o 10%).

El cortante basal que resiste el marco 10 ante la acción del acelerograma S56-EW varía entre el 5.8% y 6.0% del peso total del edificio IR6B, por lo que crudamente se puede estimar que la resistencia a cortante basal de IR6B en dirección X debe encontrarse entre el 29% ( $k_2=2\%$ ) y 30% ( $k_2=10\%$ ) del peso total de la estructura, ya que en esta dirección participan cinco marcos de características muy similares en cuanto a estructuración y rigidez. Por tanto, si se toma en cuenta que la estructura se diseñó para  $Q'=3.2$  y en la meseta del espectro de diseño para zona III ( $c=0.40$ , figura 2), entonces, el cortante sísmico no factorizado en una dirección de análisis sería

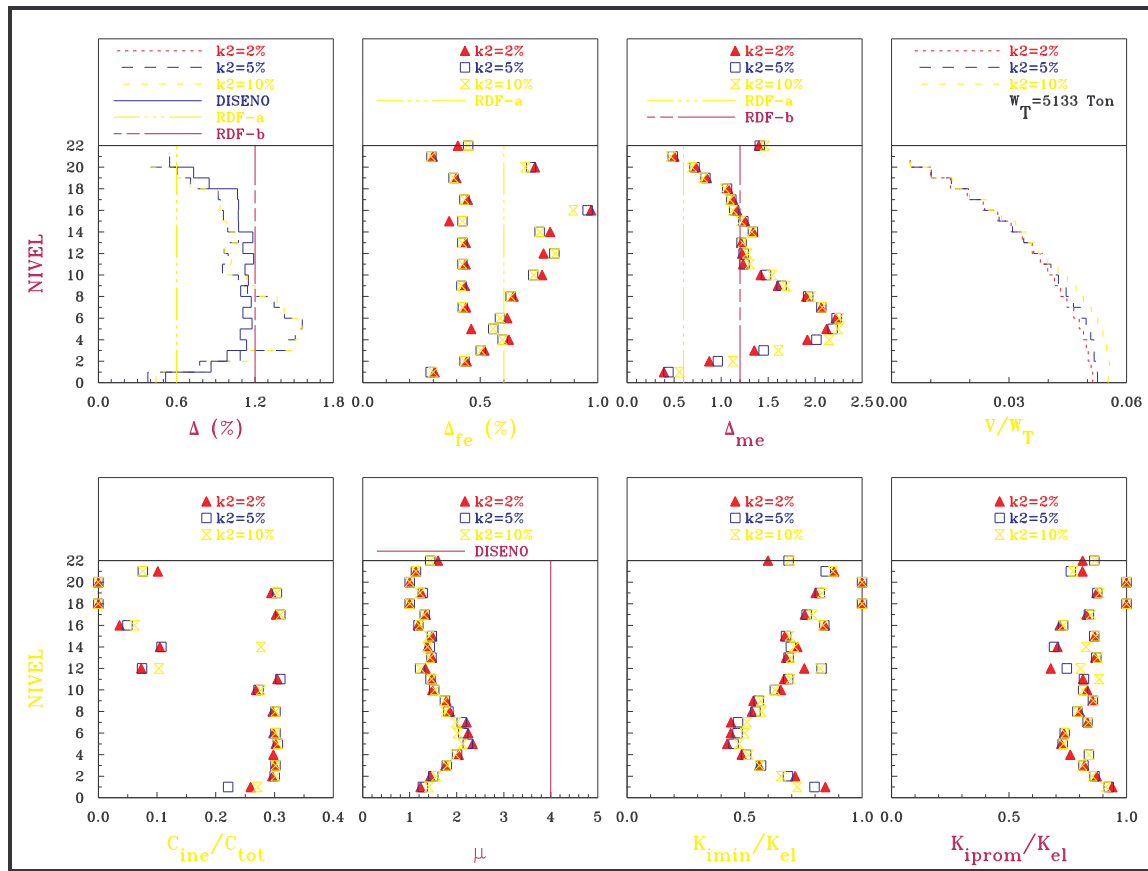
crudamente estimado como  $V = \frac{c}{Q'} W = 0.125W$ , por lo que la sobrerresistencia observada para

este diseño en dirección X, ante la acción del acelerograma de referencia, debe variar crudamente entre 2.3 y 2.4, ignorando aún otras fuentes posibles de sobrerresistencia como la acción tridimensional de la estructura y la contribución en la rigidez y resistencia del sistema de piso. En estudios futuros se pretende cuantificar de una manera más precisa la sobrerresistencia que se presenta en ésta y otras estructuras.

De las envolventes de respuesta máximas del marco 10 del modelo IR6 (donde se estudia una variación en la interpretación de las disposiciones de las NTCS-95 de cómo revisar las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño,  $\Delta_n$ , para edificios irregulares), figura 8, se observa que su respuesta no lineal, aunque reducida, es más importante que la observada en el modelo IR6B. La demanda máxima de ductilidad de entrepiso es de 2.26 ( $k_2=2\%$ , nivel 5) asociada a rigideces secantes mínimas inelásticas (pico a pico) del 43% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 5), a un valor mínimo observado del promedio de las rigideces secantes inelásticas de medio ciclo del 68% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 12). Las distorsiones de entrepiso máximas sobrepasan a las calculadas en su diseño en los niveles 3 a 9, y al límite máximo permitido por el RDF-93  $\Delta=1.2\%$ . La distorsión máxima corresponde al sexto entrepiso y es  $\Delta=1.58\%$ , calculada esta distorsión con respecto a la posición inicial de equilibrio. Se presentó respuesta elástica exclusivamente en los niveles 18 y 20. En aquellos niveles donde se presentó respuesta inelástica, la distorsión de entrepiso en que se presentó su primera fluencia varió de  $\Delta_{fe}=0.30\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 1) a  $\Delta_{fe}=0.97\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 16), obteniéndose en algunos entrepisos respuestas elásticas para distorsiones tan altas como  $\Delta=1.07\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 18), coincidiendo esta gran variación con lo observado en IR6B. La distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima fue  $\Delta_{me}=2.2\%$  en los niveles 5 y 6, valor que se encuentra muy por encima del límite máximo permitido por el RCDF-93 ( $\Delta=1.2\%$ ).

La fluencia se presentó principalmente en vigas, aunque las columnas exteriores de los niveles 1, 3 y 4 experimentaron fluencias incipientes (se presentaron tres veces en 2500 pasos de integración analizados). Al igual que para IR6B, observando al nivel de esfuerzos asociados al diseño, no se puede explicar el por qué existe tanta variabilidad en la distorsión asociada a la primera fluencia entre los distintos entrepisos ( $\Delta_{fe}$ ). Al igual que para IR6B, no se observan grandes diferencias en las respuestas dinámicas máximas del marco 10 de IR6 con respecto a pendientes posteriores a la fluencia de los elementos estructurales de 2%, 5% o 10%. El cortante basal que resiste el marco 10 de IR6 ante la acción del acelerograma S56-EW varía entre 5.1% ( $k_2=2\%$ ) y 5.5% ( $k_2=10\%$ ) del peso total del edificio IR6. Siguiendo un razonamiento análogo al presentado para IR6B, se puede estimar crudamente que la resistencia a cortante basal de IR6 en dirección X debe encontrarse entre el 25% y 28% del peso total de la estructura, y como en este caso el cortante sísmico no factorizado en una dirección de análisis sería crudamente estimado

también como  $V = 0.125W$ , la sobrerresistencia observada para este diseño en dirección X, ante la acción del acelerograma de referencia, debe variar crudamente entre 2.0 y 2.25.



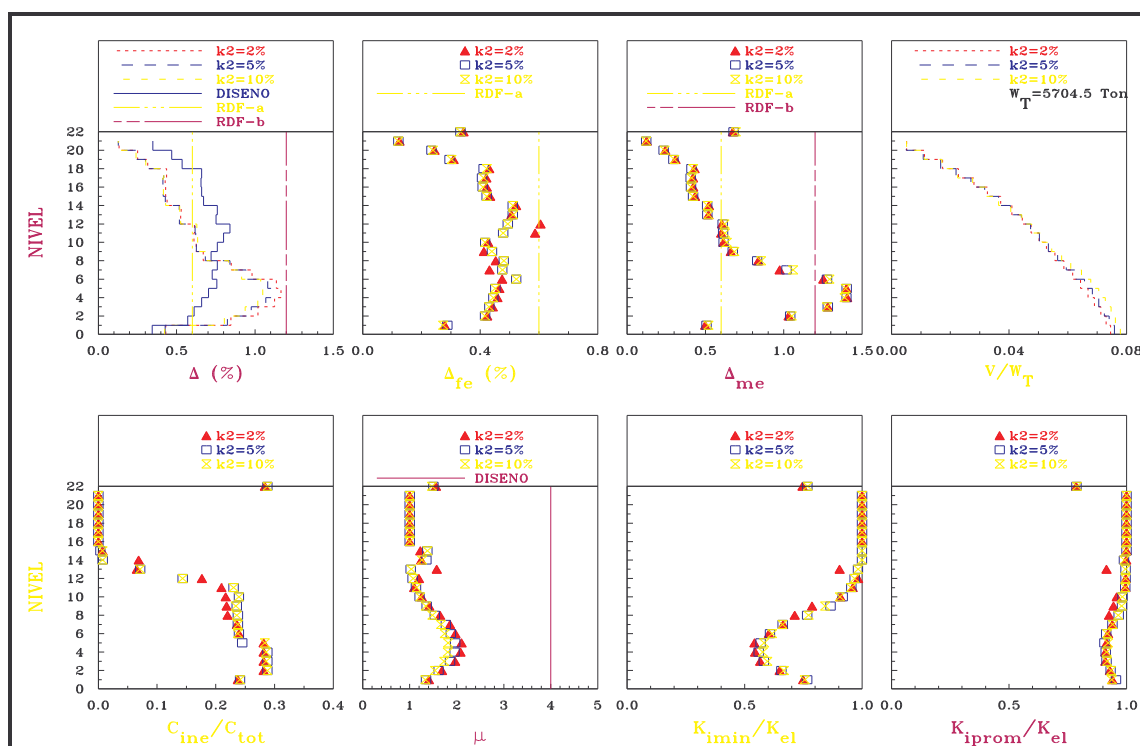
**Figura 8.** Envolventes de respuesta máxima, marco 10 del modelo IR6, acelerograma S56-EW

Se puede concluir que la respuesta dinámica del marco 10 del modelo IR6B, que se diseñó completamente conforme a las disposiciones de las NTCS-95 del RCDF-93 para estructuras irregulares, es más favorable en todos los rubros que la del modelo IR6, donde se estudió una variación en la interpretación de las disposiciones de las normas para la revisión de las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño, que como puede observarse a partir de la discusión y de las figuras 7 y 8, conduce a desplazamientos y distorsiones de entrepisos mayores a los permitidos por el Reglamento, que si bien no están asociados a daño estructural o demandas inelásticas severas, a estos niveles de distorsión se pueden esperar daños considerables en elementos no estructurales, así como problemas de funcionamiento y operación del edificio asociados a la conducta humana durante sismos que deben ser tomados en cuenta por el proyectista.

En la dirección Y se presentan mayores demandas no lineales que en la dirección X ante la acción del acelerograma S56-EW, principalmente en los niveles inferiores, a juzgar de comparar las respuestas de los marcos B de IR6B e IR6 (figuras 9 y 10) con las de los marcos 10 discutidas anteriormente (figuras 7 y 8). De las envolventes de respuesta máximas del marco B del modelo IR6B se observa que su respuesta no lineal es reducida (figura 9), con demandas máximas de ductilidad de 2.1 asociadas a rigideces secantes mínimas inelásticas (pico a pico) del 54% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 5), a un valor mínimo observado del promedio de las rigideces secantes inelásticas de medio ciclo del 91% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , niveles 3 y 4) y distorsiones de entrepiso máximas que sobrepasan las calculadas en su diseño en los niveles 1 a 8 ( $k_2=1.17\%$ , nivel 5), pero que no sobrepasan el límite del límite máximo de distorsión ( $\Delta=1.2\%$ )



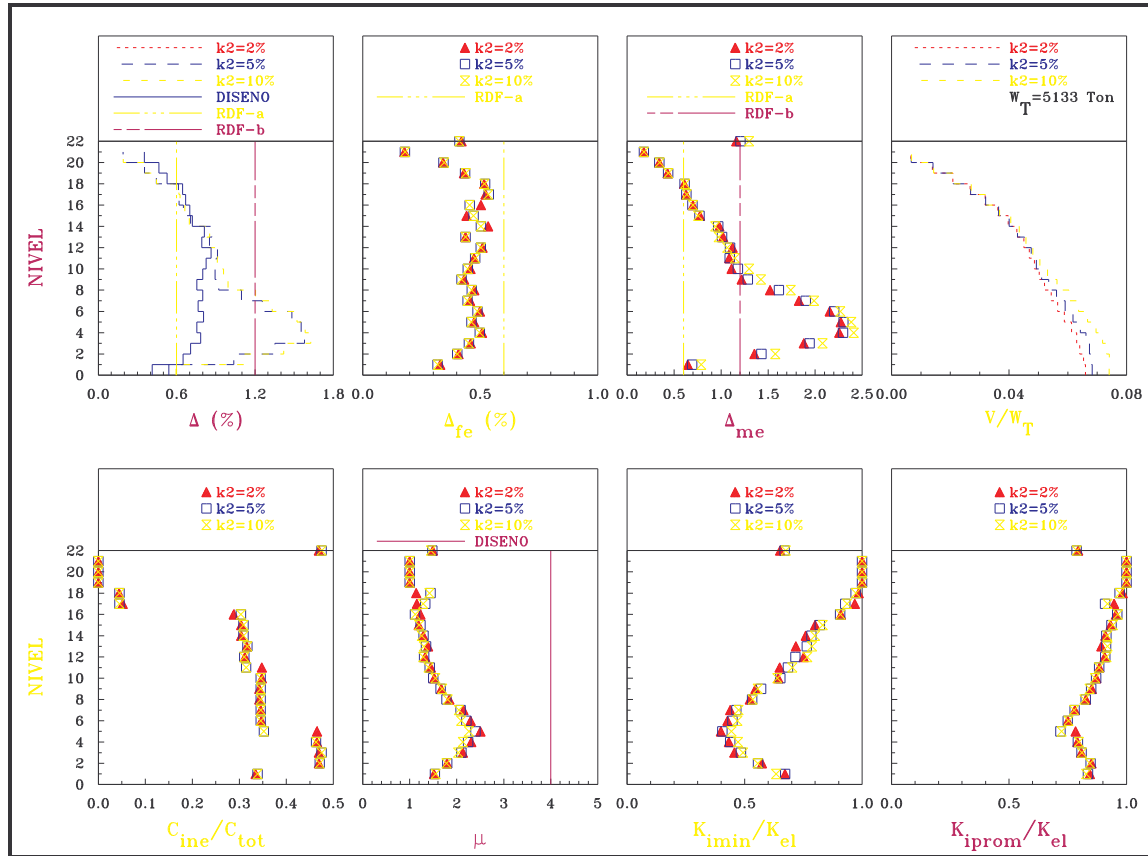
permitido por el Reglamento. Se presentó respuesta elástica en los niveles superiores 15 a 21. En aquellos entresijos donde se presentó respuesta inelástica, la distorsión de entresijo asociada a la primera fluencia del mismo varió de  $\Delta_{fe}=0.28\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 1) a  $\Delta_{fe}=0.61\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 12), obteniéndose en algunos entresijos respuestas elásticas para distorsiones de hasta  $\Delta=0.43\%$  ( $k_2=2\%$ , niveles 15 y 18). La distorsión de entresijo máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima fue  $\Delta_{me}=0.97\%$  en los niveles 4 a 6, la cual se encuentra por debajo del límite máximo permitido por el RCDF-93 ( $\Delta=1.2\%$ ). La distorsión de entresijo máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima fue  $\Delta_{me}=1.4\%$  en los niveles 4 y 5, valor que se encuentra por encima del límite máximo permitido por el RCDF-93 ( $\Delta=1.2\%$ ). Como se puede observar de la figura 4, el diseño de IR6B en esta dirección, es más rígido y está asociado a niveles de esfuerzos mayores para las vigas, en promedio, a aquellos calculados para la dirección X.



**Figura 9.** Envolventes de respuesta máxima, marco B del modelo IR6B, acelerograma S56-EW

La fluencia se presentó exclusivamente en vigas, y observando al nivel de esfuerzos asociados al diseño, aquí tampoco se puede explicar el por qué existe tanta variabilidad en la distorsión asociada a la primera fluencia entre los distintos entresijos ( $\Delta_{fe}$ ). Aunque no se observan grandes diferencias en las respuestas dinámicas máximas del marco B con respecto a la hipótesis hecha con respecto a la pendiente posterior a la fluencia de los elementos estructurales (2%, 5% o 10%), si son un poco más apreciables que para el marco 10 (figura 7) y, en general, tienden a disminuir las demandas de ductilidad y a incrementar las rigideces secantes inelásticas y la distorsión de entresijo asociada a la primera fluencia.

El cortante basal que resiste el marco B ante la acción del acelerograma S56-EW varía entre el 7.5% ( $k_2=2\%$ ) y 7.8% ( $k_2=10\%$ ) del peso total del edificio IR6B, por lo que crudamente se puede estimar que la resistencia a cortante basal de IR6B en dirección Y debe encontrarse entre el 30% y 31.2% del peso total de la estructura, ya que en esta dirección participan cuatro marcos de características muy similares en cuanto a estructuración y rigidez. Por tanto, la sobrerresistencia observada para este diseño en dirección Y, ante la acción del acelerograma de referencia, debe variar crudamente entre 2.4 y 2.5.



**Figura 10.** Envolventes de respuesta máxima, marco B del modelo IR6, acelerograma S56-EW

Al igual que para los marcos 10, de las envolventes de respuesta máximas del marco B del modelo IR6 (figura 10) se observa que su respuesta no lineal es más importante que la observada en el modelo IR6B (figura 9). La demanda máxima de ductilidad de entrepiso es de 2.5 ( $k_2=2\%$ , nivel 5) asociada a rigideces secantes mínimas inelásticas (pico a pico) del 40% de su rigidez elástica ( $k_2=2\%$ , nivel 5), a un valor mínimo observado del promedio de las rigideces secantes inelásticas de medio ciclo del 72% de su rigidez elástica ( $k_2=5\%$  y 10%, nivel 5). Las distorsiones de entrepiso máximas sobrepasan a las calculadas en su diseño en los niveles 1 a 14, y al límite máximo permitido por el RDF-93  $\Delta=1.2\%$  en los niveles 3 a 7. La distorsión máxima corresponde al cuarto entrepiso y es  $\Delta=1.63\%$  ( $k_2=10\%$ ) calculada esta distorsión con respecto a la posición inicial de equilibrio. Se presentó respuesta elástica exclusivamente en los niveles 19 a 21. En aquellos niveles donde se presentó respuesta inelástica, la distorsión de entrepiso asociada a su primera fluencia varió de  $\Delta_{fe}=0.33\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 1) a  $\Delta_{fe}=0.53\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 14), obteniéndose en algunos entrepisos respuestas elásticas para distorsiones de  $\Delta=0.43\%$  ( $k_2=2\%$ , nivel 19), coincidiendo esta variación con la observada en IR6B para el marco B. El intervalo de variación observado en los marcos B es menor al observado en los marcos 10. La distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima fue  $\Delta_{me}=2.4\%$  en los niveles 4 y 5 ( $k_2=10\%$ ), valor que se encuentra muy por encima del límite máximo permitido por el RCDF-93 ( $\Delta=1.2\%$ ).

La fluencia se presentó principalmente en vigas, excepto de una columna exterior del nivel 1, que experimentó fluencia incipiente en su base (de una a cinco veces en 2500 pasos de integración analizados). Se pueden hacer las mismas observaciones que se han hecho para el marco B de IR6B con respecto a las respuestas dinámicas máximas, dependiendo de las pendientes posteriores a la fluencia de los elementos estructurales de 2%, 5% o 10%.

El cortante basal que resiste el marco B de IR6 ante la acción del acelerograma S56-EW varía entre 6.6% ( $k_2=2\%$ ) y 7.4% ( $k_2=10\%$ ) del peso total del edificio IR6, por lo que se puede estimar crudamente que su resistencia a cortante basal en dirección Y debe variar entre el 26% y 30% del peso de IR6, y que la sobrerresistencia observada para este edificio debe variar crudamente entre 2.08 y 2.40. Por tanto, se puede concluir, al igual que marco el marco 10, que la respuesta dinámica del marco B del modelo IR6B es más favorable en todos los rubros que la del marco B del modelo IR6, por las mismas razones expuestas anteriormente.

#### 4. COMENTARIOS FINALES

Se presentó el estudio de estructuras esbeltas de 21 niveles de acero estructural, diseñadas para distorsiones de entrepiso de diseño cercanas al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  permitido por el RCDF-93, para marcos dúctiles. El diseño de cada estructura irregular se realizó utilizando que el factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño ( $Q'$ ) establecido por las NTCS-95. Se estudiaron dos modelos, el modelo IR6B que cumple con todas las disposiciones de diseño de las NTCS-95 para estructuras irregulares y el modelo IR6, donde se estudió una variación en la interpretación de las disposiciones de las NTCS-95 de cómo deben revisarse las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño ( $\Delta_D$ ). Se efectuarán análisis dinámicos no lineales empleando acelerogramas representativos para la zona del lago de la ciudad de México, cuyas características estén relacionadas al sismo máximo esperado y contemplado por el reglamento vigente (acelerogramas registrados durante el sismo del 19/09/85) y acelerogramas artificiales que pudieran estar contemplados en reglamentos futuros pues, de hecho, el sismo de  $M_s=8.2$  proveniente de las costas de Guerrero es uno de los escenarios sísmicos que se estudiaron en la revisión de los espectros de diseño para la propuesta de **NTCS-2004**, que aún no entran en vigor. Los resultados obtenidos para los modelos en estudio permiten concluir, de manera preliminar, lo siguiente.

Conforme a lo observado en el estudio del modelo IR6B, las disposiciones de diseño para estructuras irregulares de las NTCS-95 permiten llegar a diseños razonablemente seguros para estructuras esbeltas con base en marcos de acero estructural aún cuando éstos se diseñen para altas distorsiones (cercanas al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  estipulado por el RCDF-93) y factores de comportamiento sísmico altos ( $Q=4$ ), ya que aún para acelerogramas asociados a sismos postulados intensos, la respuesta no lineal es moderada, estable y concentrada en las vigas. Las demandas máximas de ductilidad de entrepiso ( $\mu$ ) son pequeñas e incluso, bastante inferiores al factor de comportamiento sísmico  $Q$  asociado a su diseño. Cabe señalar que aunque  $\mu$  y  $Q$  no son exactamente el mismo concepto, si existe relación entre ambos parámetros, y en este respecto, este estudio y otros que conduce el primer autor están encaminados también para establecer relaciones entre ambos parámetros. Sin embargo, como se observó para el marco B, existe la posibilidad que las distorsiones de entrepiso máximas sobrepasen a las calculadas en su diseño, aunque en el caso particular de IR6B no se observó que sobrepasaran al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  permitido por el RCDF-93.

Como se indicó en secciones anteriores, las disposiciones de diseño por irregularidad de la propuesta de **NTCS-2004** que competen a los edificios en estudio se mantienen iguales, por lo que también deben esperarse diseños seguros con la futura norma para este tipo de edificios.

Conforme a lo observado en el estudio del modelo IR6, la variación estudiada en la interpretación de las disposiciones de las NTCS-95 de cómo deben revisarse las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño ( $\Delta_D$ ) también permiten llegar a diseños razonablemente seguros para estructuras esbeltas con base en marcos de acero estructural en cuanto a niveles de esfuerzos y demandas no lineales, aún cuando éstos se diseñen para altas distorsiones (cercanas al límite máximo  $\Delta=1.2\%$  estipulado por el RCDF-93) y factores de comportamiento sísmico altos ( $Q=4$ ), ya que aún para acelerogramas asociados a sismos postulados intensos, la respuesta no lineal es moderada, estable y concentrada en las vigas. Sin embargo, se observa que para este caso, las distorsiones de entrepiso máximas sobrepasan notablemente, tanto a las calculadas en su diseño, como al límite máximo de distorsión ( $\Delta=1.2\%$ )



permitido por el RCDF-93. A estos niveles de distorsión se pueden esperar daños considerables en elementos no estructurales, así como problemas de funcionamiento y operación del edificio asociados a la conducta humana durante sismos, por lo que deberá procurarse ser más claro y explícito en las futuras normas de diseño por sismo y en sus comentarios cómo deben revisarse las restricciones de desplazamientos laterales para fines de diseño en el diseño sísmico de estructuras irregulares. Las demandas máximas de ductilidad de entrepiso ( $\mu$ ) son moderadas, ligeramente mayores a las que se presentaron en IR6B e inferiores al factor de comportamiento sísmico  $Q$  asociado a su diseño.

Con respecto a la pendiente posterior a la fluencia supuesta en las curvas primarias de los elementos estructurales (2%, 5% o 10%), no se presentaron grandes diferencias en las respuestas dinámicas máximas de los modelos IR6 e IR6B, observándose diferencias más apreciables para los marcos en dirección  $Y$  que para los marcos en dirección  $X$ . En general, el aumento en el valor de la pendiente posterior a la fluencia tiende a disminuir las demandas de ductilidad, a incrementar las rigideces secantes inelásticas, la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia y aumentar la capacidad a cortante de los entrepisos (sobrerresistencia). Habrá que evaluar en estudios futuros la influencia de la pendiente posterior a la fluencia en sistemas estructurales que sean sujetos a una respuesta no lineal más amplia, con el objeto de determinar si a estos niveles de excitación se observan o no diferencias mayores en las respuestas dinámicas máximas con respecto a las valoradas en IR6 e IR6B.

Además, se deben realizar estudios adicionales donde se evalúen otras fuentes de rigidez y sobrerresistencia adicional, como la participación del sistema de piso en la rigidez de las vigas considerándolas como vigas de sección compuesta, en la respuesta dinámica no lineal y ver de qué manera afectan la respuesta de estos diseños cuando se sujetan a los acelerogramas empleados en este estudio u otros asociados a los espectros de diseño.

En el presente estudio se proponen algunos parámetros que permiten valorar más claramente a la respuesta no lineal de la estructura, ya que en ocasiones los lazos histeréticos, el mapeo de fluencias, determinación de distorsiones máximas de entrepiso, cálculo de demandas de ductilidad y de rigideces secantes “pico a pico” no son suficientes para comparar la intensidad de respuesta no lineal de una estructura cuando se sujeta a movimientos del terreno de distintas características, o se quiere evaluar el efecto de distintas fuentes de sobrerresistencia. En este respecto, el presente estudio ilustra que varios de los parámetros dinámicos propuestos resultan muy útiles para valorar la importancia y características de la respuesta no lineal más claramente que a partir de los lazos de histéresis, y que miden de una manera indirecta la fatiga (de bajo y alto ciclaje), entre los que destacan, (1) el cociente entre el número de ciclos donde se presenta respuesta inelástica ( $C_{ine}$ ) y el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado ( $C_{tot}$ ) y, (2) el cociente entre el promedio de las rigideces de entrepiso secantes ( $k_{iprom}$ ) asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{el}$ ). De hecho, este último parámetro resulta más idóneo para valorar la respuesta inelástica de una estructura sujeta a un acelerograma dado que, por ejemplo, el cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica ( $k_{imin}$ ) o “pico a pico” asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ( $k_{el}$ ). Este último parámetro se utiliza mucho en investigaciones experimentales, donde se tiene un mejor control de las amplitudes de deformación y de los ciclos a que se sujetan los modelos experimentales, situación que no se da cuando una estructura es sujeta a movimientos aleatorios del terreno.

El primer autor considera que para que los reglamentos evolucionen a criterios de diseño por desempeño y por desplazamiento de una manera realista y transparente, se deben conducir estudios analíticos encaminados a determinar los niveles de distorsión de entrepiso que deben permitirse a edificios, dependiendo del material y sistema estructural utilizado. Resulta incongruente tener los mismos límites para todos los sistemas y materiales, independientemente de si se trata de estructuras a base de muros de mampostería o marcos dúctiles de acero, como se establece en el RDF-93. Existen algunos índices que pueden proponerse a partir de los estudios experimentales que se han hecho hasta la fecha en modelos de reducido tamaño o escala; de hecho, en este tipo de estudios se basan los límites de distorsión que ahora se proponen en el

apéndice A de las **NTCS-2004**, donde ya se diferencian las distorsiones que deben permitirse a distintos sistemas estructurales. Sin embargo, muchos de los límites propuestos se basan en estudios de sistemas muy simples y, por lo tanto, para aumentar su confiabilidad deben ser complementados por modelos analíticos que permitan estudiar un mayor número de casos y variables, utilizando modelos más complejos que sean representativos de estructuras reales, no de modelos simples de laboratorio.

Por ello, en el presente estudio se determinó la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso ( $\Delta_{fe}$ ), ya que este índice puede ser muy útil para proponer con bases más firmes, en un futuro, límites de distorsión de entrepiso de diseño en los reglamentos que sean congruentes con el material y sistema estructural que pretenda utilizarse. Los estudios aquí conducidos muestran una gran variabilidad en el valor de la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia, la que osciló entre  $\Delta_{fe}=0.28\%$  y  $\Delta_{fe}=0.97\%$ , obteniéndose en algunos entrepisos respuestas elásticas para distorsiones tan altas como  $\Delta=1.07\%$ . Al parecer, lo anterior puede deberse a un nivel de esfuerzos de diseño disparado en los elementos estructurales en los distintos entrepisos asociado al hecho de emplear secciones tipo en el diseño, aspecto que no se ha estudiado con profundidad y que se analizará con mayor detalle en estudios futuros. El primer autor ha realizado este mismo tipo de análisis en estructuras esbeltas con base en marcos de concreto reforzado, donde se ha observado, tanto una variabilidad menor en el valor de  $\Delta_{fe}$ , como un valor absoluto menor de  $\Delta_{fe}$  con respecto al presentado en este estudio para IR6 e IR6B.

Finalmente, quiere recalcar que los estudios se realizaron utilizando el programa de análisis no lineal DRAIN-2DX, que permite modelar exclusivamente las fallas por flexión y la acción bidimensional. No se pueden obtener más que ideas aproximadas de la redistribución de esfuerzos tridimensional (como se hizo en los modelos de ocho niveles que no se presentan, pero no en IR6 e IR6B), ignorando efectos significativos como es la torsión dinámica no lineal y la acción multidireccional de las aceleraciones del terreno. De igual manera, no se pueden evaluar potenciales fallas por cortante, flexocortante y torsión simultáneamente con las fallas por flexión, flexocompresión y flexotensión. Se considera importante realizar análisis adicionales en las estructuras en estudio tomando en cuenta la acción de estos efectos, cuando los recursos de cómputo y de software, permitan realizar este tipo de estudios en modelos tan complejos (aunque aparentemente simples) como son los modelos IR6 e IR6B presentados. Para ellos, se requieren programas de análisis tridimensionales que modelen con rigurosidad los efectos descritos en el intervalo de comportamiento no lineal y en cada paso de integración en el tiempo. Programas como el SAP2000 ofrecen un modelado no lineal de baja aproximación para este tipo de estructuras, sobre todo si toma uno en cuenta que la respuesta paso a paso no se calcula con rigurosidad en cada paso de integración, sino con un procedimiento “equivalente”, según se documenta en el manual de dicho software.

## AGRADECIMIENTOS

La mayor parte del estudio que se presenta se realizó en el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, con el patrocinio de la Secretaría General de Obras del Gobierno del Distrito Federal bajo la administración del Ing. Daniel Ruiz Fernández. Los autores quieren también agradecer los valiosos comentarios del M. en C. Enrique del Valle Calderón en el desarrollo del presente estudio, así como la colaboración del Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha en la generación de los acelerogramas artificiales de sitio utilizados.

## REFERENCIAS

1. Cheja, C (1997), “Comportamiento sísmico de un edificio esbelto de acero estructural diseñado conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus

- Normas Técnicas Complementarias”, *Tesis de Licenciatura*, Universidad Iberoamericana, junio.
2. Mamaghani, I H, C Shen, E Mizuno y T Usami (1995), “Cyclic behavior of structural steels. I: experiments”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 11, pp. 1158-1164.
  3. NTCEM-95 (1995), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
  4. NTCS-95 (1995), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
  5. NTCS-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Comité de Normas por Sismo del Comité Asesor de Normas de la Secretaría General de Obras del Gobierno del Distrito Federal, junio.
  6. Pérez Rocha, L E (1998), “Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura”, *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
  7. Prakash, V, G H Powell y F Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: Base program user guide”, *Report No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
  8. RCDF-93 (1993), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, agosto.
  9. Rosenblueth, E y R Gómez (1991), “Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Reporte No ES-7*, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo.
  10. Ruiz, E, S E Ruiz y F García Jarque (1997), “Respuesta sísmica de marcos con planta débil diseñados con el RCDF-76 y el RCDF-93”, *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol. II, pp. 781-791, noviembre.
  11. Tena, A, E del Valle, C Gómez, M Basurto, G Casillas y C Cheja (1996), “Revisión de los factores de comportamiento sísmico para diseño por sismo de estructuras irregulares”, *Reporte FJBS/CIS-96/08*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, AC, diciembre.
  12. Tena, A, (1997), “Revisión de los factores de comportamiento sísmico para el diseño por sismo de estructuras esbeltas y/o con piso débil”, *Reporte FJBS/CIS-97/03*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, octubre.
  13. Tena-Colunga, A y E del Valle Calderón (1998), “Evaluation of seismic response modification factors of Mexico’s Federal District Code for irregular RC buildings”, *Memorias, 6<sup>th</sup> US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, Artículo 252, junio.
  14. Tena-Colunga, A (1999), “International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico”, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp. 331-360, mayo.
  15. Tena, A (2000), “Reflexiones sobre la definición y evaluación de la condición de irregularidad por piso suave de acuerdo con lo establecido por las NTCS-95 del RCDF-93”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, CDROM, noviembre.

16. Tena, A (2001), "Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.
17. Tena, A (2002), "Respuesta sísmica de estructuras mixtas con primer piso suave", *Memorias, Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile, CD-ROM, Artículo 51, abril.
18. Valmundsson, E V y J M Nau (1997), "Seismic response of building frames with vertical structural irregularities", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 1, pp. 30-41.



# GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS ARTIFICIALES COMPATIBLES CON LA SISMICIDAD LOCAL

Lía Haarala Orosco<sup>(1)</sup>, Mika Haarala Orosco<sup>(2)</sup>, Alex Barbat<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup>Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Salta - Argentina  
orosco@unsa.edu.ar

<sup>(2)</sup>Acrenet Oy. Joensuu – Finlandia  
mhaarala@uolsinectis.com.ar

<sup>(3)</sup>E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos- Universidad Politécnica de Cataluña – Barcelona – España.  
alex.barbat@upc.es

## RESUMEN

Se presenta un modelo de generación de acelerogramas artificiales consistente con la sismicidad de la región oeste de la Argentina. En su formulación se hace uso del concepto de espectro evolutivo, donde la evolución en el campo frecuencial está materializado por una discretización del espectro de Amplitudes de Fourier, definiendo un proceso uniformemente modulado en cada franja.

La modulación en el campo temporal se hace mediante una función tipo gamma cuyos parámetros se determinan en función de los momentos temporales del registro, los que a su vez son estimados en base a una regresión lineal en función de la magnitud y la distancia epicentral; de esta manera se concreta la relación con la sismicidad local.

## ABSTRACT

A model for the artificial generation of accelerograms consistent with the local seismicity of the western region of Argentina is presented. It is based upon evolutionary spectrum concepts where the evolution in frequency content is taken into account by means of the discretization of the Fourier Amplitude Spectra and the definition of a uniform modulated process in each strip.

The amplitude modulating function is considered to be of gamma type and its parameters are determined in function of the temporal moments of the record, which in turn are estimated by a multilinear regression analysis in term of magnitude and epicentral distance. In this way the relation to local seismicity is considered.

## 1. INTRODUCCIÓN

La República Argentina cuenta con una amplia zona adyacente a la Cordillera de los Andes con una actividad sísmica importante, evidenciada en las crónicas históricas y en los últimos años, en el catálogo instrumental. Se cuenta con algunos registros obtenidos principalmente en la zona cuyana, que es la de mayor actividad sísmica, pero ellos son todavía insuficientes para las aplicaciones que el cálculo estructural exige actualmente. Esta amplia área de la región oeste-central ha sido microzonificada, por lo que el conocimiento que en ella se tiene de las condiciones del suelo, tectónica y geomorfología, es más acabado que en otras regiones argentinas. Se están realizando también grandes esfuerzos para encarar estudios de la

sismicidad en la Provincia de Salta, en el norte del país, que es la segunda zona de importancia considerando la peligrosidad sísmica, donde no se cuenta con ningún registro de sismos intensos, a pesar de que hay evidencias históricas de su ocurrencia.

Por todo ello es que se consideró factible encarar un trabajo de investigación con el principal objetivo de definir un modelo de generación de sismos artificiales probables de ocurrir en principio, en la región cuyana argentina, para ser aplicados al cálculo estructural. Este trabajo dio como resultado la realización de dos modelos: uno que reproduce un registro objetivo, con el que se realizaron numerosas experiencias numéricas a fin de obtener historias de aceleraciones concordantes con las de la base de datos disponible, constituida en principio por registros del sismo que aconteció en Enero de 1985 en la provincia de Mendoza, cuya sismicidad frecuente se debe a movimientos de fallas superficiales cercanas. Basado en este modelo, se propone un modelo de generación de registros artificiales, que hace uso de la técnica de regresión, considerando como datos básicos la magnitud y la distancia epicentral que a veces son los únicos datos con que puede contarse en algunos sitios, y es el que se explica a continuación.

## 2. METODOLOGÍA

Las distintas propuestas y estrategias para encarar la solución de esta problemática, pueden englobarse en uno de los dos grupos siguientes: modelos empíricos y modelos sismológicos. Normalmente, los modelos de generación con aplicación al cálculo estructural, que tienen un sentido eminentemente ingenieril, siguen la línea de los métodos empíricos. Para ello es necesario contar con un buen número de registros de buena calidad de varios terremotos originados en las distintas fuentes sísmicas que afecten el sitio en estudio. Se ha sorteado esta dificultad en varios países con pocos registros, usando modelos definidos para otras regiones, y modificando sus parámetros a condiciones locales, normalmente haciendo regresiones en función de magnitud y distancia epicentral, que son las magnitudes macrosísmicas más accesibles en todas partes. Los modelos sismológicos tienen una aplicación más relacionada al ámbito de la geofísica y geología; son en general más complejos y la determinación de muchos parámetros para definirlos hace necesario contar con información y conocimientos sismológicos, que la mayoría de las zonas sísmicas del tercer mundo no cuentan aún.

Para este trabajo de investigación se contó con pocos registros, correspondientes a dos eventos sísmicos acaecidos en las Provincias de Mendoza y San Juan. Se tiene también información complementaria valiosa, resultante de los estudios de microzonificación llevados a cabo en las áreas más importantes de las mismas. Se pensó conjugar en la definición del modelo ambas características (empíricos y sismológicos); de esta manera se aprovecha la principal ventaja de los modelos sismológicos, pero sin perder de vista la aplicación ingenieril del mismo.

## 3. BASES CONCEPTUALES

El modelo de regresión se basa en el modelo de simulación desarrollado por la autora (Orosco, 2003) que hace uso de un acelerograma objetivo a reproducir, por lo que sus bases conceptuales se identifican con el mismo.

A fin de considerar la no estacionariedad de los registros sísmicos tanto en el campo del tiempo como en el de la frecuencia, el modelo se basa en considerar el movimiento del suelo como constituido de varios componentes uniformemente modulados. Esta metodología fue utilizada entre otros, por Der Kiureghian y Crempien (1989) y Carli y Faravelli (1990). También en esta línea se inscribe la propuesta de Saragoni y Hart (1974) con la diferencia que en el modelo de Saragoni se discretiza el movimiento en el dominio del tiempo mientras que en el modelo de Crempien la función de modulación varía en intervalos determinados en el campo de la frecuencia, por lo que presenta continuidad temporal.

La aceleración del suelo debido a un movimiento sísmico  $a(t)$ , se representa mediante la sumatoria de  $k$  procesos uniformemente modulados  $\tilde{x}_{ne_k}(t)$ , correspondientes a las  $k$  bandas consideradas en el campo de las frecuencias. Luego

$$a(t) = \sum_k \tilde{x}_{ne_k}(t) \quad (1)$$

donde el proceso uniformemente modulado se define como

$$\tilde{x}_{ne_k}(t) = \varphi_k(t) \tilde{x}_e(t) \quad (2)$$

por lo que la aceleración del suelo

$$a(t) = \sum_k \varphi_k \tilde{x}_{e_k} \quad (3)$$

$\tilde{x}_{e_k}(t)$  define en cada banda de frecuencia, un proceso estacionario estadísticamente independiente, Gaussiano, de media nula y varianza unitaria, que se expresa mediante la conocida expresión:

$$\tilde{x}_e(t) = \sum_{i=1}^n 2\sqrt{S(\omega)\Delta\omega} \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (4)$$

En la expresión anterior  $S(\omega)$  es la función de densidad espectral de potencia del proceso estacionario en cada franja. Con el objetivo de representar mejor los acelerogramas de la zona cuyana argentina, se experimentó numéricamente con varias funciones de densidad espectral de potencia (FDEP), partiendo de una simple función constante, utilizada en el modelo de Crempien para simular sismos chilenos de subducción y los del oeste norteamericano (Der Kiureghian y Crempien, 1989; Crempien y Araneda, 1993). Cumpliendo con la exigencia de varianza unitaria, la FDEP constante se define como:

$$S_k(\omega) = \frac{1}{2(\omega_{k+1} - \omega_k)} \quad (5)$$

siendo nula fuera de la franja  $k$  considerada.

La función espectral adoptada en este trabajo, incorpora en su definición al espectro de Boore de la siguiente manera (Orosco, 2003; Queck et al., 1990):

$$S_{\tilde{x}_e}(\omega) = \frac{1}{2\pi I} A_a^2(\omega) \quad (6)$$

donde  $I$ , denominada *intensidad*, se define como (Queck et al., 1990)

$$I = \int_0^\infty |\varphi(t)|^2 dt \quad (7)$$

$A_a(\omega)$  es el espectro de Boore que se expresa como (Boore, 1990)

$$A_a(\omega) = C S_1(\omega) S_2(\omega) S_3(\omega) \quad (8)$$

donde  $C$  es un factor de escala,  $S_1(\omega)$  es el espectro de fuente,  $S_2(\omega)$  tiene en cuenta las posibles amplificaciones por efectos locales de sitio y  $S_3(\omega)$  es el factor de atenuación.

En las expresiones (3) y (7),  $\varphi_k(t)$  son funciones de modulación en función del tiempo, cuyos parámetros se determinan considerando los momentos espectrales del registro, los que se estiman para este modelo mediante una regresión multilineal, en función de la magnitud y la distancia epicentral. Se explica a continuación, detalles del proceso de regresión realizado y la base de datos utilizada; en párrafos posteriores se retoma la discusión acerca de la determinación de la función de modulación.

#### 4. BASE DE DATOS

Las tablas 1 y 2 resumen características de los sismos utilizados en este estudio. Se los dividió en dos grupos, considerando la magnitud.

**Tabla 1** Registros del grupo U1

Sismo	M·H	Registro	$\Delta$ (km)	$A_{\max}$ (cm/seg <sup>2</sup> )	$\delta$	$I_A$ (cm <sup>2</sup> /seg <sup>3</sup> )
Granada 1984	M=4.9 H=12 km	Santa Fe (T)	40.4	29.7	0.67	0.57
		Santa Fe (L)	40.4	35.0	0.67	0.58
		Beznar (L)	20.0	19.80	0.78	0.13
Dursunbey 1979	M=5.9 H=7 km	Dursunbey	7.8	175.2	0.76	14.02
Mendoza 1985	M=5.7 H=12 km	AYLO	27.2	98.1	0.75	4.17
		AMLO	28.2	274.7	0.57	36.52
		AMTR	28.2	333.5	0.73	47.42
		LALO	50.2	54.0	0.61	12.36
		LATR	50.2	59.8	0.63	14.28
		LHLO	33.1	192.3	0.76	17.16
		LHTR	33.1	412.0	0.66	91.46
		MALO	20.0	58.9	0.65	1.36
		MATR	20.0	186.4	0.76	10.03
		POLO	42.1	98.1	0.34	5.29
		POTR	42.1	107.9	0.34	5.29
		SMLO	34.3	78.5	0.44	5.78
		SMTR	34.3	78.5	0.49	4.57
		TULO	55.9	107.9	0.43	9.16
		TUTR	55.9	107.9	0.37	12.47
Whittier Narrows 1987	M=5.9 H=14.7 km	USLO	77.6	58.9	0.40	3.38
		USTR	77.6	107.9	0.37	7.13
		ARC	8.6	286.3	0.44	85.84
		DWY	16.6	334.0	0.62	94.36
		LWD	24.0	291.4	0.66	64.31
		LFS	31.0	131.5	0.52	13.36
		PMC	37.9	122.1	0.48	16.02
Coalinga 9/5 Coalinga 9/7 Coalinga 22/7	M=5.3 M=5 M=6	CCY	51.8	113.1	0.61	11.03
		NWS	62.0	85.2	0.44	9.10
		BNT	12.4	89.7	0.74	3.07
		BNT	12.4	137.9	0.58	12.58
		BNT	12.4	330.5	0.57	90.12



Un primer conjunto (llamado U1) engloba acelerogramas de eventos de magnitud comprendida en el intervalo [4.9, 6]; en la tabla 1 se resumen las principales características de estos eventos. Se detalla la magnitud ( $M$ ), profundidad ( $H$ ) en km, distancia epicentral ( $\Delta$ ) en kilómetros, valor pico de la aceleración ( $A_{\max}$ ) en cm/seg<sup>2</sup>, factor de Vanmarcke ( $\delta$ ) e Intensidad de Arias ( $I_A$ ) en cm<sup>2</sup>/seg<sup>3</sup>. Un segundo conjunto de datos (al que se denominó U2), además de los sismos moderados del grupo U1, incluye registros correspondientes a sismos intensos de mayor magnitud, cuyas características se muestran en tabla 2.

## 5 FÓRMULAS DE REGRESIÓN

Evalutando las distintas alternativas y los distintos parámetros que pueden ser objeto de una regresión, se juzgó conveniente optar por relacionar la energía de los sismos con la distancia epicentral y la magnitud. Se cuenta con expresiones de atenuación de la aceleración máxima de terremotos de corteza superficial para la zona en estudio. Se consideró la hipótesis de que la energía responde a una ley de comportamiento similar a la de la aceleración máxima, lo que se confirmó en el caso de la base de datos usada.

**Tabla 2** Registros de magnitud mayor a 6

Sismo	M-H	Registro	$\Delta$ (km)	$A_{\max}$ (cm/seg <sup>2</sup> )	$\delta$	$I_A$ (cm <sup>2</sup> /seg <sup>3</sup> )
Caucete 1977	M=7.4 H= 25 km	SJLO	70.0	186.4	0.51	107.35
		SJTR	70.0	189.3	0.52	133.28
Loma Prieta 1989	M=7 H=17.6 km	Oackland (L)	95.2	306.0	0.71	81.75
		Piedmont (T)	93.3	110.0	0.68	5.12
		Saratoga (L)	29.8	316.2	0.62	109.40
		Saratoga (T)	29.8	494.5	0.65	146.23
		Santa Cruz (L)	19.9	101.5	0.46	204.74
		Santa Cruz (T)	19.9	433.1	0.45	263.73
Northridge 1994	M=6.7 H=18.4 km	Rinaldsi Stn (L)				
		Rinaldi Stn (T)				
		SylmarC.Stn. (L)	10.0	804.4	0.81	796.89
		SylmarC.Stn (L)	10.0	559.2	0.81	435.87
		SylmarC.Stn (T)	12.0	618.0	0.73	425.22
		Sylmar Stn E (T)	12.0	696.5	0.74	635.02
		Sylmar Stn E (L)	13.0	735.8	0.70	409.93
		Sylmar Stn E (L)	13.0	461.1	0.75	319.21
		Sylmar Stn E (T)	16.0	863.3	0.73	177.14
		Sylmar Hosp (L)	16.0	598.4	0.74	245.44
		Sylmar Hosp (T)				

### 5.1 Fórmula de regresión basada en expresiones de atenuación existentes

Se han propuesto varias relaciones de atenuación para el oeste argentino, que describen la variación de la aceleración pico con la distancia. Bufaliza desarrolló una relación de atenuación usando datos registrados en la zona cuyana argentina, que se expresa como (INPRES, 1995)

$$\log(a_{\max}) = -0.7837 + 0.353M - 1.5981 \log R - 0.00099R \quad (9)$$

donde  $M$  es la magnitud correspondiente a las ondas superficiales para  $M > 6$  y a las ondas de cuerpo para  $M < 6$ ;  $R$  es la distancia hipocentral en km y  $a_{\max}$  es la mayor de las aceleraciones pico de las dos componentes horizontales, expresada en fracciones de la aceleración de la gravedad. En el caso de sitios cercanos al plano de falla, la ecuación (9) debería ser modificada para considerar la saturación del movimiento del terreno, de la siguiente manera

$$\log(a_{\max}) = -0.7837 + 0.353M - 1.5981 \log D - 0.00099D \quad (10)$$

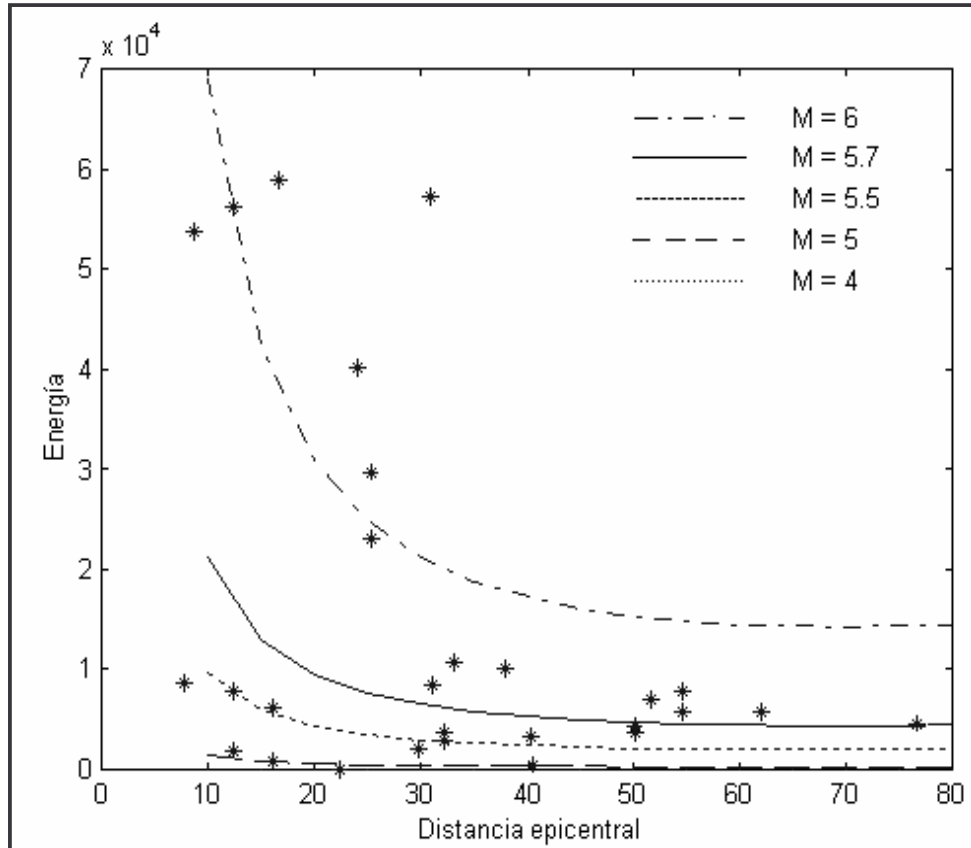
donde  $D$  se expresa como

$$D = \sqrt{R^2 + (4.32 \cdot 10^{0.073M})^2} \quad (11)$$

Se realizó la regresión multilineal mediante la ecuación

$$\log(\lambda_i) = a + bM + c \log \Delta + d\Delta \quad (12)$$

donde  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  son los parámetros a determinar. Se observa en la ecuación (12) que son los momentos temporales del registro los que se determinan mediante la regresión ya que describen de algún modo la energía que contiene y el modo en que ésta se distribuye, con lo que la información de la génesis, paso y sitio está contemplada de modo sencillo y general, pero suficiente a los fines del cálculo estructural.



**Figura 1** Relación entre energía y distancia epicentral para sismos grupo U1

### 5.1.1 Análisis de los resultados de la regresión

En las tablas 3, 4 se resumen los resultados de la regresión para el conjunto de datos denominado U1. En ellas *Std* son las desviaciones estándar y *t* es el valor de la prueba de Student. Se realizaron además las pruebas de significancia de Fischer (Herva et al., 1981) a fin de evaluar si al menos uno de los componentes de la fórmula de regresión utilizada (excepto la constante) explican el valor de los parámetros que se desean estimar.

**Tabla 3** Resultados de la regresión 1 para grupo U1

Parámetro	a Std t	b Std T	c Std t	d Std t
$\lambda_0$	-9.59 3.99 -2.41	3.92 0.60 6.53	-1.29 0.94 -1.37	0.013 0.031 0.42
$\lambda_1$	-16.52 4.47 -3.70	5.05 0.67 7.50	-0.53 1.05 -0.50	0.004 0.035 0.10
$\lambda_2$	-23.80 6.03 -3.94	6.24 0.91 6.86	0.34 4.42 0.24	-0.007 0.047 -0.14
$t_f$	-6.92 2.35 -2.94	1.38 0.35 3.89	0.85 0.55 1.53	-0.017 0.018 -0.93
$t_e$	-4.28 2.37 -1.80	0.63 0.36 1.77	0.99 0.56 1.76	-0.012 0.018 -0.66

**Tabla 4** Resultados de la regresión 1 para el grupo U2

Parámetro	a Std t	b Std T	c Std t	d Std t
$\lambda_0$	0.23 2.56 0.09	2.41 0.26 9.17	-1.66 0.74 -2.24	0.010 0.022 0.47
$\lambda_1$	-5.39 2.78 -1.94	3.10 0.29 10.84	-0.42 0.80 -0.52	0.014 0.024 -0.57
$\lambda_2$	-10.63 1.21 -2.84	3.73 0.37 10.14	0.99 1.04 0.88	-0.040 0.031 -1.28
$t_f$	-3.43 1.24 -2.84	0.61 0.12 4.90	1.16 0.35 3.31	-0.025 0.011 -2.34
$t_e$	-4.41 1.24 -3.54	0.51 0.13 3.02	1.36 0.36 3.79	-0.027 0.011 -2.52

Analizando los valores para el grupo U1 de datos, se tiene que el momento  $\lambda_0$  tiene un valor *F* de 16.07 que es mucho mayor que *F*(0.01; 3, 27)=4.60, donde 0.01 es la densidad de probabilidad, 3 es el número de parámetros a determinar (sin considerar la constante) y 27 son los grados de libertad (cantidad de datos de la muestra menos número total de parámetros a

estimar). Se procedió del mismo modo con el resto de los parámetros, obteniéndose el valor más bajo de  $F$  para la duración efectiva (6.12).

Acerca de la prueba de Student una evaluación general de los parámetros  $a, b, c$  y  $d$  considerando  $t(0.10; 27) = 1.70$  lleva a la conclusión que el término con menor significancia en todos los casos es  $d$ , ya que para el mismo, el valor más alto obtenido fue de  $|t| = 0.93$ . En cuanto a la constante  $c$ , los valores correspondientes a  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  son malos; para los restantes parámetros, no obstante sus bajos valores, se pueden aceptar. En general, la constante  $b$  explica bien el modelo propuesto en todos los casos. De este análisis puede inferirse que la distancia epicentral no explica muy bien el modelo para esta base de datos.

Considerando ahora el grupo de datos U2 los valores de  $F$  para los momentos espectrales se ubican entre 35 y 45 mientras que para la duración total y efectiva,  $F$  es aproximadamente 12; considerando el nivel  $F(0.01; 3, 43) = 4.31$ , se concluye que en el modelo al menos alguna de sus variables es significativa para explicar los valores encontrados.

En cuanto al valor de las constantes  $a, b, c$  y  $d$ , se observa que sus valores  $t$  aumentaron y teniendo en cuenta un mejor nivel de estimación ( $t(0.02; 43) = 2.42$ ) permite inferir que el término que multiplica a  $d$  explica la duración total y efectiva pero no así los momentos temporales. En cuanto a la constante  $c$ , tal como en el caso anterior no explica los momentos de orden 1 y 2 pero sí explica, desde el punto de vista estadístico, el valor de la energía, la duración total y la efectiva. El valor de  $b$  es muy bueno en cuanto a su significancia en el modelo de regresión propuesto. Como conclusión, la magnitud y el logaritmo de la distancia epicentral explican muy bien el valor de la energía. Para la duración efectiva y total todos los parámetros son significativos, mientras que para los momentos  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ , sólo la magnitud tiene relevancia.

## 5.2 Modelo de regresión propuesto

En vista del análisis estadístico realizado a los resultados de la regresión hecha en base a las fórmulas de atenuación existentes, se propone una expresión que determina la energía del proceso y la duración efectiva en función de dos parámetros más la constante, dejando de lado la distancia epicentral (término que multiplica la constante  $d$ ) por los bajos valores de significancia obtenidos en el caso anterior. La nueva fórmula de regresión tiene la expresión:

$$\begin{aligned}\log(\lambda_0) &= a + b \log(M) + c \log(\Delta) \\ \log(t_0) &= a + b \log(M) + c \log(\Delta)\end{aligned}\tag{13}$$

Con el modelo anterior, en la estimación de los valores de los momentos temporales de orden 1 y 2 sólo la magnitud tiene relevancia; por ello la fórmula de regresión para los momentos de orden superior se expresa en función de  $\lambda_0$  y  $t_e$  de la siguiente manera:

$$\log(\lambda_i) = a + b \log(\lambda_0) + c \log(t_e) \quad i = 1, 2\tag{14}$$

donde  $\lambda_0$  y  $t_e$  son determinados mediante (13).

Los resultados de la regresión efectuada para los dos grupos de datos se resumen en la tabla 4.



**Tabla 4** Resultados de la regresión con el modelo alternativo

Parámetros	Grupo U1			Grupo U2		
	a Std t	b Std t	c Std t	a Std t	b Std t	c Std t
$\lambda_0$	-25.02 5.49 -4.56	21.25 3.19 6.65	-0.91 0.29 -3.13	-14.44 3.03 -4.76	15.68 1.54 10.18	-1.20 0.25 -4.73
$\lambda_1$	-1.370 0.174 -7.89	1.125 0.017 65.90	0.897 0.037 24.30	-0.982 0.158 -6.20	1.063 0.013 79.46	0.953 0.040 24.13
$\lambda_2$	-2.853 0.335 -8.51	1.259 0.033 38.18	1.942 0.071 27.24	-1.788 0.298 -6.00	1.118 0.025 44.40	1.975 0.074 26.56
$t_e$	-5.81 3.28 -1.77	3.40 1.91 1.78	0.64 0.17 3.65	-6.42 1.61 -3.98	3.63 0.82 4.43	0.69 0.13 5.11

### 5.2.1 Análisis de los resultados del modelo alternativo de regresión

Para el conjunto de datos U1, los valores de F para el momento de orden 0 y la duración efectiva son de 24.81 y 9.18 respectivamente, lo que considerando un nivel  $F(0.01; 2, 28) = 5.45$  se concluye que las variables del modelo tienen una alta significancia estadística para explicar los parámetros mencionados. En cuanto a  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  sus valores son 2,387 y 1,047 respectivamente, lo que estadísticamente significa un valor muy bueno de relación entre los parámetros involucrados.

Para el grupo de datos U2 los valores de F se incrementaron con respecto al caso anterior; se tiene para los momentos temporales las siguientes cantidades: 77, 3,489 y 1,363 respectivamente, mientras que para la duración efectiva es 19 y considerando un nivel  $F(0.01; 2, 42) = 5.18$ , se concluye que hay una relevante relación entre los parámetros estimados y las constantes obtenidas por la regresión.

Analizando  $a, b$  y  $c$  con la prueba de Student para los datos del grupo U1, los valores  $t$  de todas las constantes sobrepasan el nivel  $t(0.001; 28)=3.66$  excepto el caso de  $c$  (que sólo está a 0.005 por debajo de este valor) y las constantes  $a$  y  $b$  de la duración efectiva (que satisfacen el nivel  $t(0.10; 28)=1.70$ ). En cuanto al grupo U2, todas las variables sobrepasan el nivel  $t(0.001; 42)=3.55$ , lo que implica que el modelo es muy bueno desde el punto de vista estadístico. Así, el logaritmo de la energía y de la duración efectiva explican muy bien los momentos temporales de orden 1 y 2, lo que puede observarse del análisis de sismos reales.

Como las regresiones se realizan sobre los logaritmos de la magnitud y distancia epicentral, pequeñas variaciones en ellos provocan grandes diferencias en los resultados, por ello la regresión debe ser realizada con cuidado para obtener resultados confiables.

Este modelo se denomina de “regresión 2” para diferenciarlo del anterior realizado en base a la fórmula (12) al que se identifica como modelo de “regresión 1”. Se hicieron simulaciones con ambas expresiones y en general se observa una mayor estabilidad en las formas de las funciones de amplitud determinadas en base a los momentos temporales obtenidos por el modelo de regresión 2 con respecto a las obtenidas por la regresión 1, en especial para registros de banda angosta que en general corresponde a campo cercano, mientras que las diferencias son insignificantes para el caso de eventos de banda ancha.

## 6. PARÁMETROS DE CONTROL DEL MODELO

Los aspectos importantes a considerar para determinar los parámetros que controlan el proceso de generación de historias con determinadas características se explicitan a continuación. Se incluyen algunos ejemplos de aplicación a fin de mostrar sus efectos e influencias en los registros obtenidos.

- a) Tipo de registro que se desea obtener: banda angosta o banda ancha.
- b) Distribución de la energía en cada franja frecuencial.
- c) Diseño de la función de amplitud.
- d) Diseño de la función de densidad espectral de potencia.
- e) Control de la energía en cada franja.
- f) Duración efectiva y total, y aceleración máxima.

### 6.1 Tipo de registro

Es posible decidir si se desea obtener un acelerograma de banda angosta o de banda ancha. Tales características son determinadas por el valor del factor de (Vanmarcke, 1980) del registro que se define como:

$$\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_2^2}{\lambda_0 \lambda_1}} \quad (15)$$

donde los  $\lambda_i$  son los momentos espectrales del registro  $a(t)$  definidos por

$$\lambda_i = \int_0^{\omega_f} \omega^i A_f(\omega) \quad i = 0, 1, 2 \quad (16)$$

y  $A_f(\omega)$  es el espectro de amplitudes de Fourier. Para valores de  $\delta$  mayores a 0.66 se tienen registros de banda angosta y para valores menores a 0.66, registros de banda ancha. La base de datos de Mendoza arrojó como conclusión que para registros de banda angosta se obtenían mejores resultados en el proceso de simulación considerando una división de tres franjas en el campo frecuencial, mientras que para los de banda ancha la división en cinco franjas era la apropiada. Si bien esto puede limitar el universo a sismos similares sólo a los del evento con que se cuenta mayor cantidad de datos, sigue siendo válido el concepto en el que se basa la división del espectro: considerar “paquetes de energía”, esto es dividir el espectro de energía del registro en tantas franjas como queden determinadas por los valores nulos o casi nulos del espectro de energía (considérese que esto es importante en el caso de utilizar el modelo que reproduce las características de un sismo muestra).

Es entonces posible “crear” un registro con un número de paquetes de energía distinto a tres y cinco, si así se desea. Se observó en el proceso de simular algunos sismos distintos a los cuyanos que para sismos muy impulsivos la división en dos bandas podría funcionar bien. Mientras que en sismos de banda muy ancha, con bajos valores del factor de Vanmarcke (menores de 0.45 por ejemplo), a veces es preciso recurrir a más de 5 divisiones en el campo de la frecuencia. El sismo de Caucete (San Juan) es un ejemplo.

En base a los datos con que se contó para este estudio, para distancia epicentrales mayores a 40 km se recomienda considerar historias de banda ancha, para distancias epicentrales menores de 30 km, se aconseja considerar banda estrecha, y para los situados entre 30 km y 40 km se adopta uno u otro criterio de acuerdo al que mejor se adapte a los resultados que se desean obtener. Esto es sólo una sugerencia, ya que se observó en la base de datos algunas variaciones a la tendencia general, pues las características de los movimientos en el sitio de estudio dependen grandemente de las condiciones locales de suelo.

## 6.2 Distribución de la energía en cada banda de frecuencia

De todos los análisis numéricos realizados se calculó el promedio del monto de la energía contenido en cada banda frecuencial, tanto para registros de banda angosta como de banda ancha. Esto no impide decidir “a priori” los porcentajes de la energía total con que se dotará a cada banda de frecuencia considerada; así puede tenerse el caso de que se requiera probar el comportamiento dinámico no lineal de una estructura sujeta a una historia de aceleraciones en un rango de frecuencia determinado (cercano al período propio, por ejemplo), y al no contar con registros reales con suficiente energía en tal rango, es preciso simular historias en el tiempo que respondan a esa característica deseada.

Para sismos de banda estrecha (para los que se requiere dividir el espectro en tres franjas), los valores medios de la fracción de energía total obtenidos para cada banda son: 0.77, 0.20 y 0.05 con desviaciones estándar igual a 0.13, 0.13 y 0.04 respectivamente. Para sismos de banda ancha (con división en cinco franjas), se tiene que el promedio de las fracciones de la energía total en cada franja son 0.02, 0.24, 0.52, 0.20 y 0.03 respectivamente, siendo sus desviaciones estándar 0.02, 0.18, 0.28, 0.29 y 0.03. Se hace notar nuevamente que estos valores son sólo indicativos.

## 6.3 Diseño de la función de amplitud

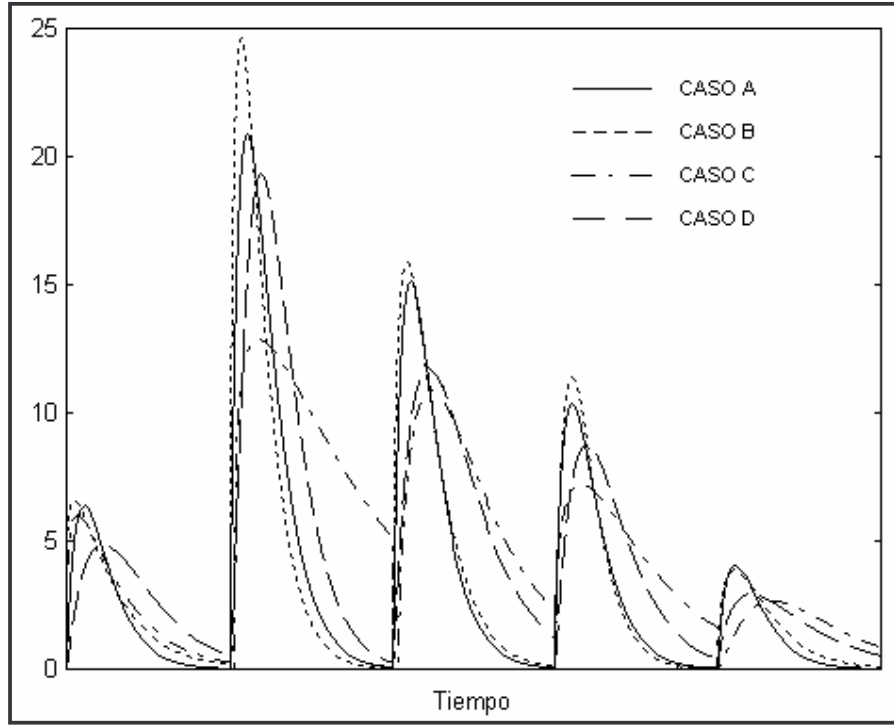
A los fines de modular las amplitudes de los acelerogramas simulados, varios investigadores hicieron distintas propuestas de funciones de modulación a lo largo del tiempo (Barbat et al, 1994). La más simple es considerar un pulso rectangular, de duración  $t_f$ . Esta función no describe apropiadamente las variaciones en el valor cuadrático medio de los acelerogramas, que es la característica de la no estacionariedad en el tiempo.

Se probaron varias funciones, a fin de reproducir del mejor modo posible los registros muestras. Los registros disponibles en la base de datos tendían a una función de amplitud tipo gamma, por lo que fue ésta la adoptada para el modelo.

Se define la función gamma de la siguiente manera:

$$\varphi(t_m) = \alpha t_m^\beta e^{-\gamma t_m} \quad (17)$$

en la que la variable  $t_m = t - t_0$  es la variable tiempo modificada por un parámetro  $t_0$  que tiene en cuenta el instante en que irrumpe el pulso, importante a tener en cuenta en el caso de sismos impulsivos, como lo eran la mayoría de la base de datos mendocina. En lo que sigue, se obviará escribirlo de esta manera, pero siempre debe tenerse en cuenta este hecho.



**Figura 2** Función de amplitud para registros de banda ancha (Casos A, B, C y D)

A fin de estimar los parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  de las funciones de modulación  $\varphi(t)$  en cada franja, se impone la condición de ergodicidad de los procesos no estacionarios (Bogdanoff y Kozin, 1961)

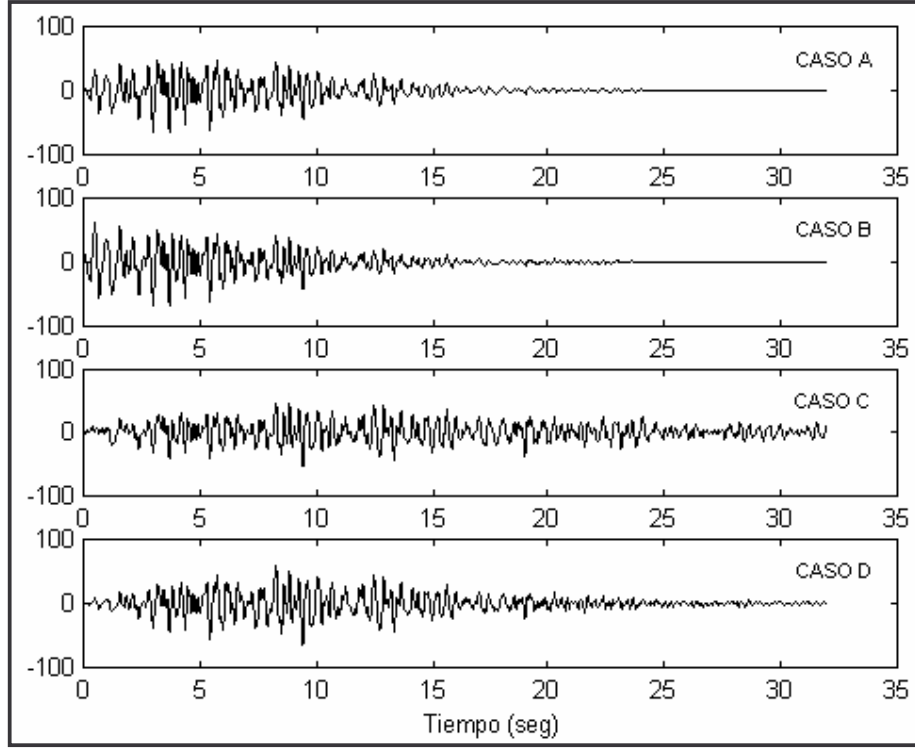
$$\lambda_n = \int_0^{t_f} t^n \varphi^2(t) dt = \int_0^{t_f} t^n a^2(t) dt \quad (18)$$

con lo que se obtienen las siguientes expresiones algebraicas, en las que los parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  están en función de los momentos temporales obtenidos por regresión,

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\lambda_0 \gamma^{\beta+1}}{\Gamma(\beta+1)} \\ \beta &= \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2 - \lambda_1^2} - 1 \\ \gamma &= \frac{\lambda_0 \lambda_1}{\lambda_0 \lambda_2 - \lambda_1^2} \end{aligned} \quad (19)$$

Los resultados de aplicar esta metodología para un evento de banda ancha, de 32 km de distancia epicentral y una magnitud  $M = 5.4$  grados se muestran como Caso A en la figura 2.





**Figura 3** Registros artificiales de banda ancha (casos A, B, C y D)

Otra manera de estimar la forma de la función de amplitud es mediante relaciones entre los momentos de orden 1 y 2 (que justamente describen el modo en que la energía se distribuye) con respecto al momento de orden 0 (que describe la energía contenida en rango frecuencial considerado) y cuyo valor es el determinado por la técnica de regresión.

Se definen entonces los parámetros  $k_1$  y  $k_2$  como

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{\lambda_1}{\lambda_0} \\ k_2 &= \frac{\lambda_2}{\lambda_0} \end{aligned} \quad (20)$$

En la Tabla 5 se muestran los valores medios de los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$  para sismos cuyanos, obtenidos de los resultados del ajuste no lineal efectuado en cada franja con el modelo de simulación que usa el sismo muestra como semilla de generación. Como se aprecia el rango de valores en que tales parámetros se ubican es amplio, como lo denotan los altos valores de sus desviaciones estándar (que es el valor que aparece entre paréntesis).

Los valores de  $k_1$  y  $k_2$  son fijados a voluntad, según la apariencia de la función de modulación que se desea lograr en cada franja frecuencial. Por ello, los valores medios se muestran a título de ejemplo. A fin de asegurar que la modulación del proceso uniforme en cada franja sea mediante la función gamma, los valores de  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$  deben satisfacer los siguientes requisitos, a fin de que los parámetros de la función no resulten negativos, en especial el valor de  $\beta$ .

$$\sqrt{\frac{k_2}{2}} < k_1 < \sqrt{k_2} \quad (21)$$

$$-k_1 - \sqrt{3k_1^2 - k_2} < t_0 < -k_1 + \sqrt{3k_1^2 - k_2} \quad (22)$$

**Tabla 5** Valores medios de  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$  (sismos mendocinos)

Franja	Banda estrecha			Banda ancha		
	$k_1$	$k_2$	$t_0$	$k_1$	$k_2$	$t_0$
1	2.51 (0.59)	9.04 (3.24)	1.61 (0.78)	6.84 (3.02)	71.82 (59.61)	2.49 (2.24)
2	2.83 (0.66)	11.60 (3.46)	1.62 (1.01)	12.71 (8.38)	356.53 (360.93)	5.49 (3.84)
3	2.88 (0.59)	11.53 (3.78)	1.87 (1.01)	10.04 (5.25)	195.09 (183.03)	4.40 (2.70)
4				10.14 (3.18)	185.87 (115.96)	5.03 (2.46)
5				11.84 (4.26)	287.58 (224.81)	5.04 (2.50)

La Tabla 6 muestra algunos ejemplos más de pares de valores  $k_1$  y  $k_2$  que se agrupan en los denominados casos B, C y D y cuyas las funciones resultantes se aprecian en figura 2; las historias correspondientes y la evolución temporal de la energía en cada ejemplo, se muestran en las figuras 3 y 4 respectivamente.

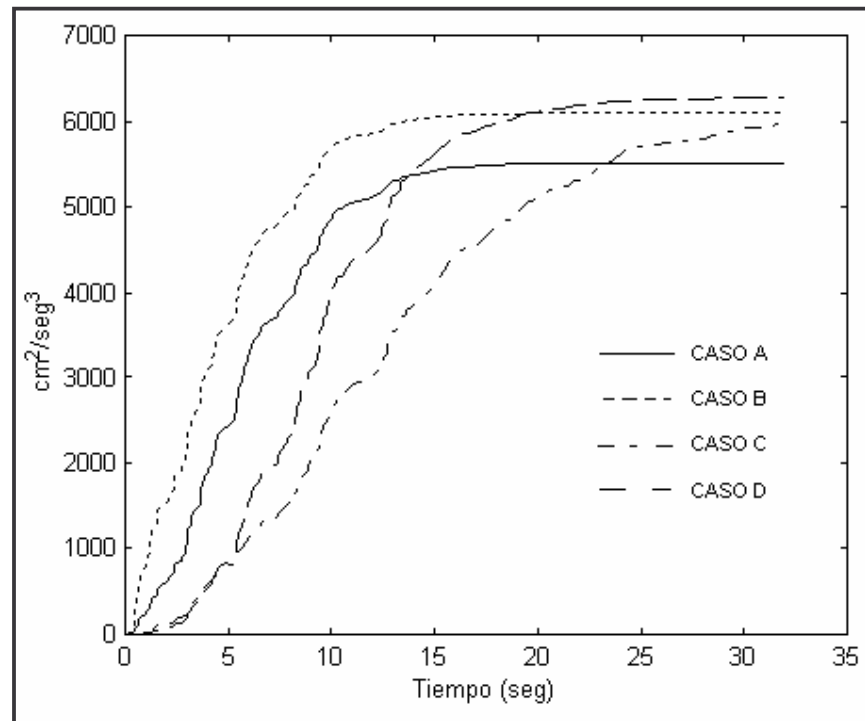
**Tabla 6** Ejemplos de valores de  $k_1$  y  $k_2$  para sismos de banda ancha

Franja	Caso B		Caso C		Caso D	
	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$
1	5.00	43.17	6.00	59.51	10.33	140.24
2	4.00	23.07	15.00	356.93	7.95	77.72
3	5.00	36.52	12.00	195.09	10.12	135.00
4	5.00	32.82	11.00	185.87	8.79	99.47
5	6.00	52.70	15.00	287.58	10.96	168.38

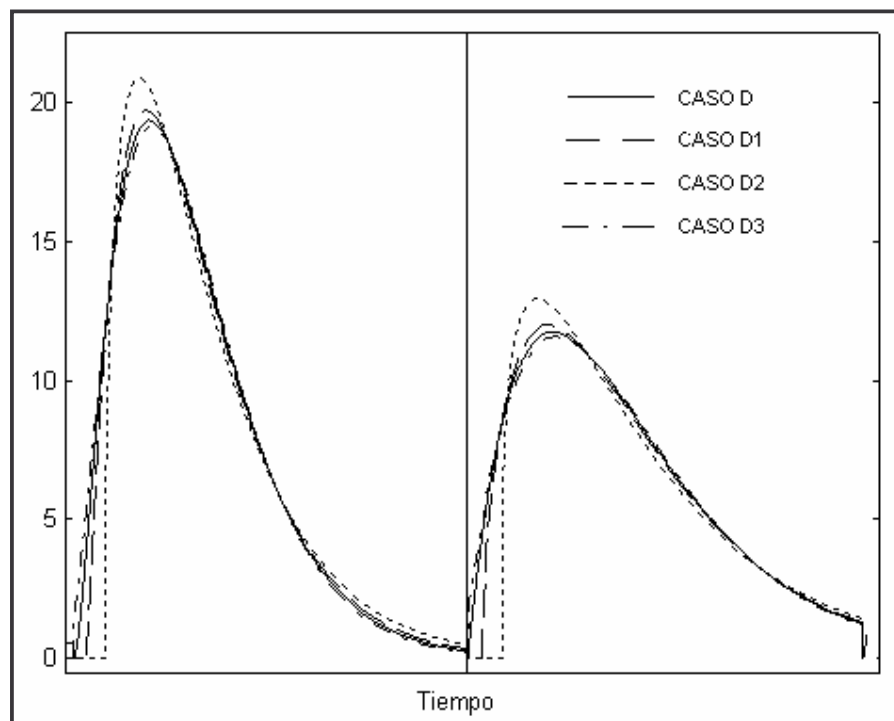
En todos los casos mostrados en la figura 2, se consideró un valor nulo para el parámetro  $t_0$ . A fin de graficar su influencia en la forma de la función de amplitud buscada, se muestra en la figura 5 un detalle de las funciones de modulación de la segunda y tercera franja correspondientes al caso D, en las que se varió el valor de  $t_0$ . El intervalo de valores de este parámetro adecuados para determinar una función gamma es reducido; para el caso denominado D1,  $t_0$  es de 1 segundo en ambas franjas; en el caso D2, los valores son de 2.5 y 2.80 segundos respectivamente y el caso D3 corresponde a valores de -1 segundo en cada una de ellas, manteniendo todas las demás condiciones constantes con respecto al caso D. La figura 6 muestra las historias resultantes.

Por otro lado, en la figura 7 se observa el efecto de variar  $k_1$  en la segunda y tercer franja frecuenciales. El caso denominado D4 corresponde a valores de  $k_1$  cercanos a los límites inferiores del intervalo definido por (21) mientras que el caso D5 resulta de considerar valores muy

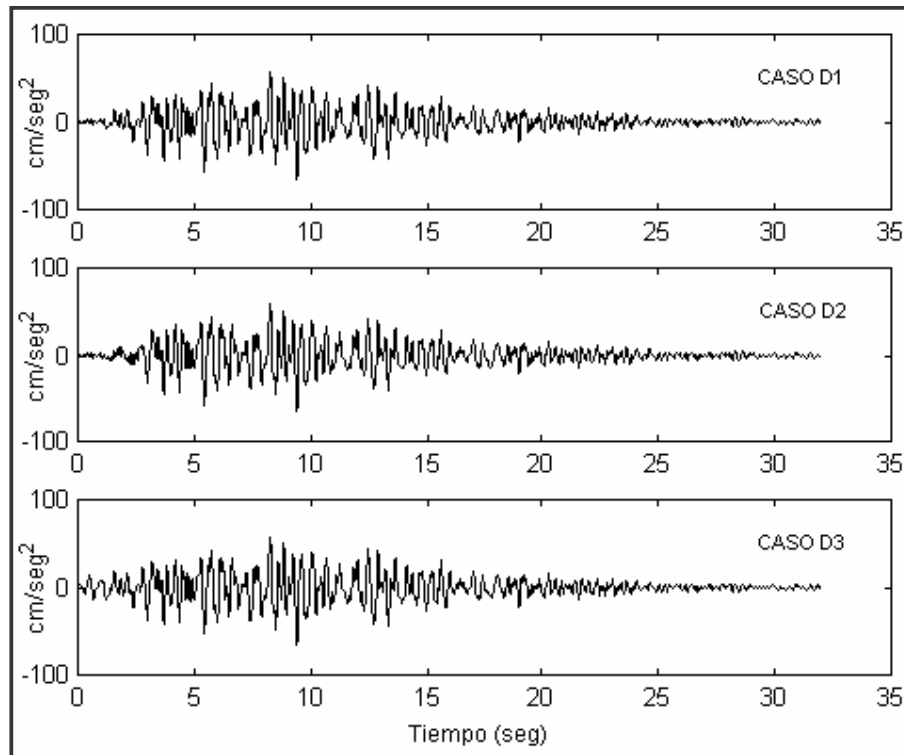
cercanos al límite superior. La apariencia de los acelerogramas simulados se muestran en la figura 8.



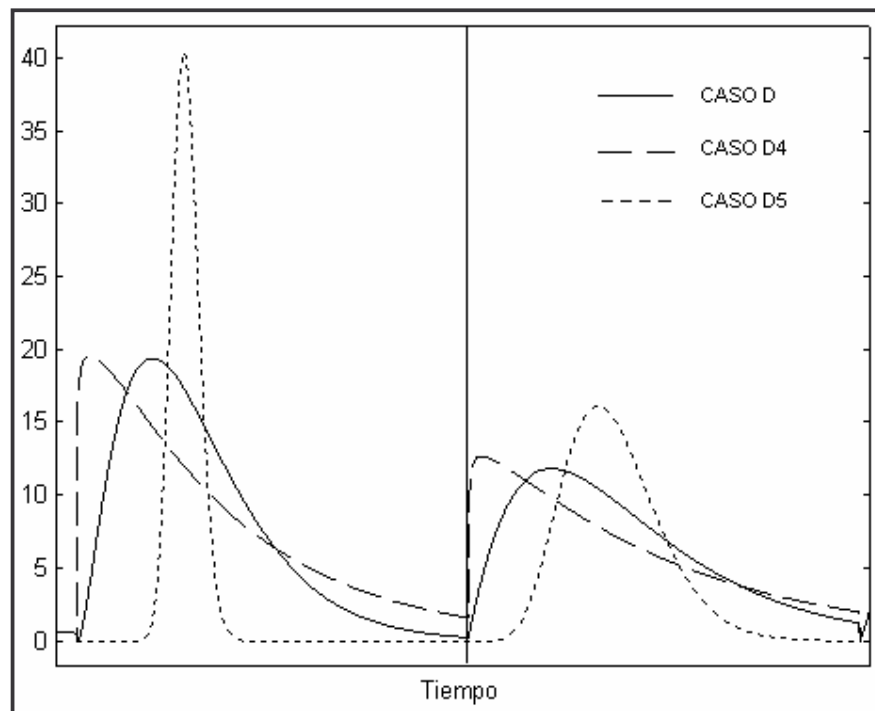
**Figura 4** Intensidad de Arias para casos A, B, C y D.



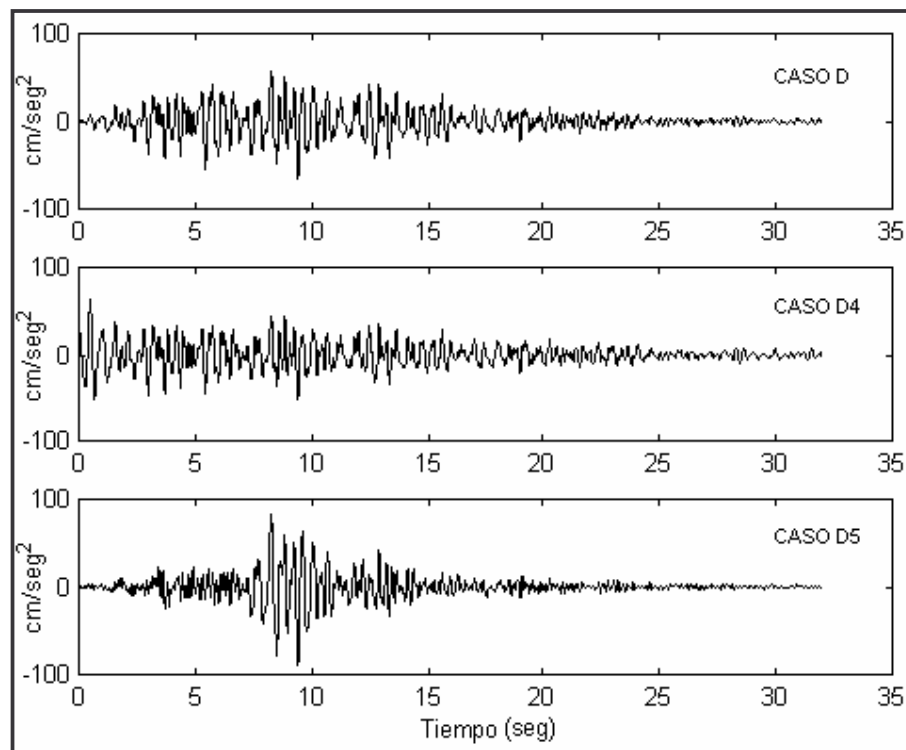
**Figura 5** Efecto de variar  $t_0$  en la función envolvente de la segunda y tercera franja



**Figura 6** Registros artificiales de banda ancha (casos D1, D2 y D3)

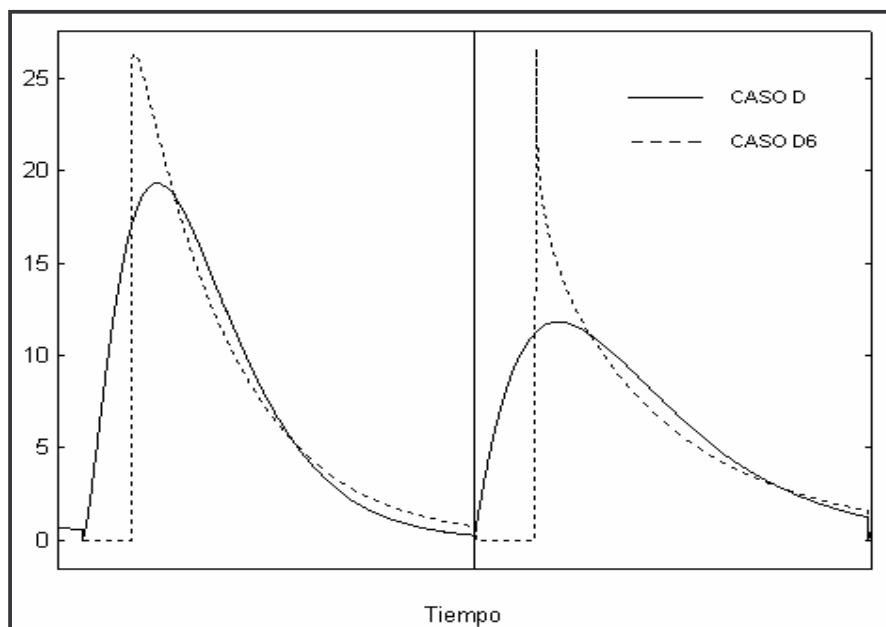


**Figura 7** Efecto de variar  $k_1$  en la función envolvente de la segunda y tercera franja



**Figura 8** Registros artificiales de banda ancha (casos D4 y D5)

En el caso que se consideren valores de  $t_0$  que no cumplan con la condición (22) pueden obtenerse funciones envolventes del tipo que se muestra en la figura 9, para las dos franjas mencionadas. Si el valor del parámetro es mayor que el límite superior, la función se hace muy estrecha en la punta y deja de ser del tipo gamma; la historia simulada con este caso se muestra en figura 10.



**Figura 9** Función envolvente obtenida cuando  $t_0$  no cumple la condición (22)

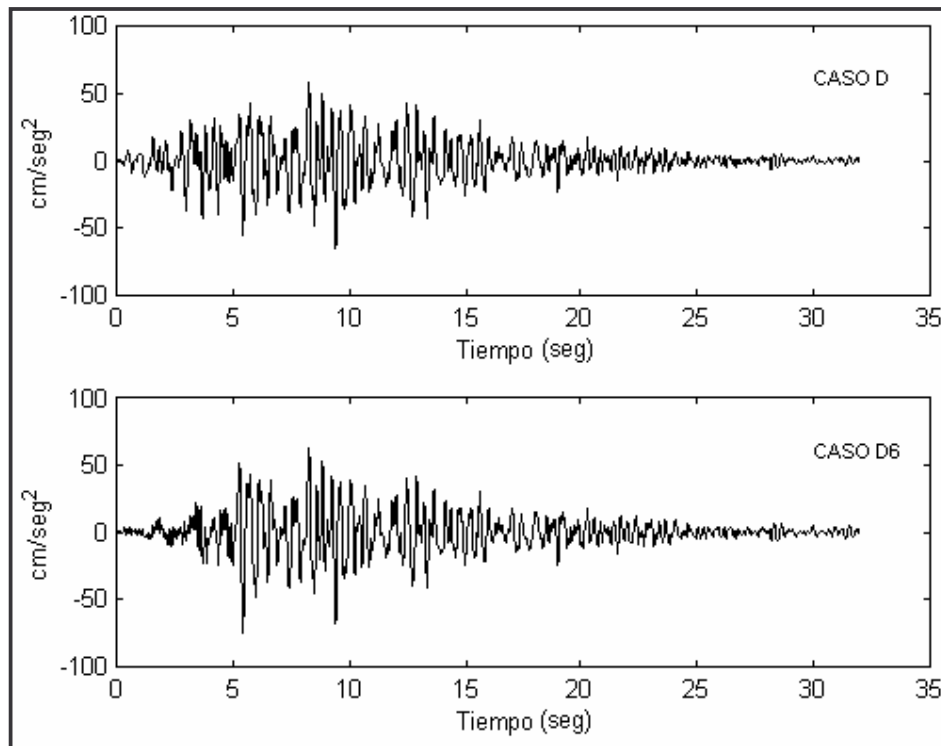


Analizando el caso de registros de banda angosta, en la Tabla 5 se muestran los valores medios y las desviaciones estándar de los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$ , mientras que en la tabla 7 se anotan los valores correspondientes a tres combinaciones de valores de las relaciones entre los momentos espectrales con las que se obtuvieron las funciones de modulación de amplitud que se detallan en la figura 11. Este ejemplo corresponde a un registro de magnitud 5.2 y una distancia epicentral de 15 km. Para la distribución de energía entre las franjas se adoptaron valores cercanos a los medios, esto es 70%, 20% y 10 % respectivamente. La figura 12 muestra los acelerogramas simulados según las funciones de modulación detalladas en la figura 11. Para el caso D los resultados son similares a los obtenidos con la regresión 1, por lo que se muestra sólo uno de ellos.

Las funciones obtenidas de aplicar en las fórmulas (19) los momentos temporales estimados directamente por regresión son las denominadas “Regresión 1” y “Regresión 2” en la figura 11.

**Tabla 7** Ejemplos de valores de  $k_1$  y  $k_2$  para sismos de banda angosta

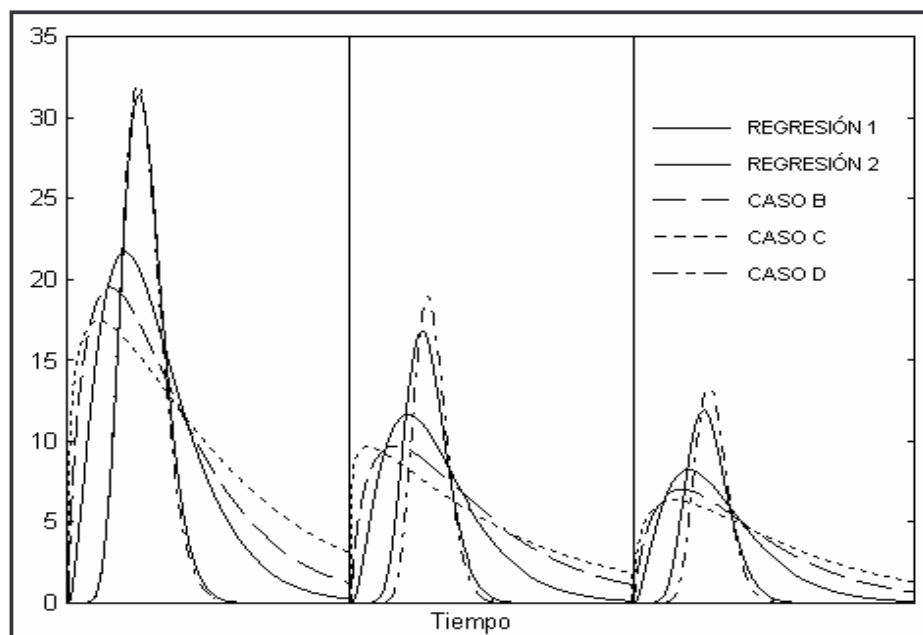
Franja	Caso B		Caso C		Caso D	
	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$
1	2.55	9.06	3.00	14.50	2.55	7.00
2	2.90	12.08	3.00	16.00	2.80	8.00
3	2.92	11.59	3.00	17.00	2.91	8.00



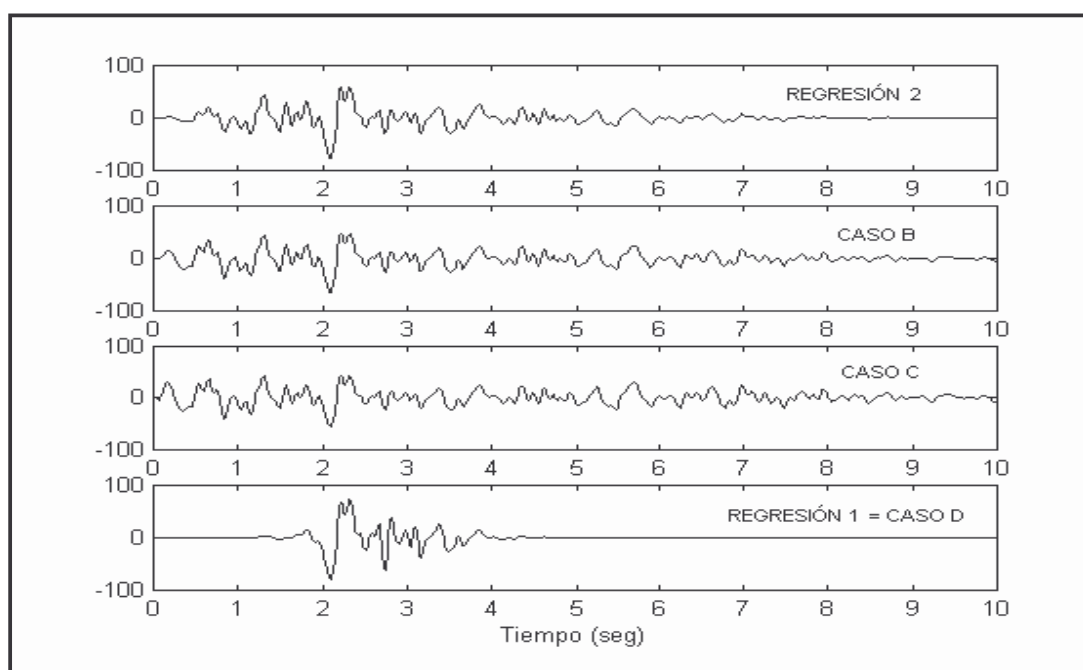
**Figura 10** Registros artificiales de banda ancha (Caso D6)

Los resultados obtenidos según una u otra fórmula de regresión difieren notoriamente en este caso, lo que se detalla en las figuras 13 y 14, en las que se designa como regresión 1 las curvas envolventes obtenidas por (12) y como regresión 2 las calculadas según (13) y (14). En el curso de las experimentaciones numéricas llevadas a cabo durante el desarrollo de este trabajo, se observó que las mayores diferencias entre ambos modelos de regresión se dan al considerar como

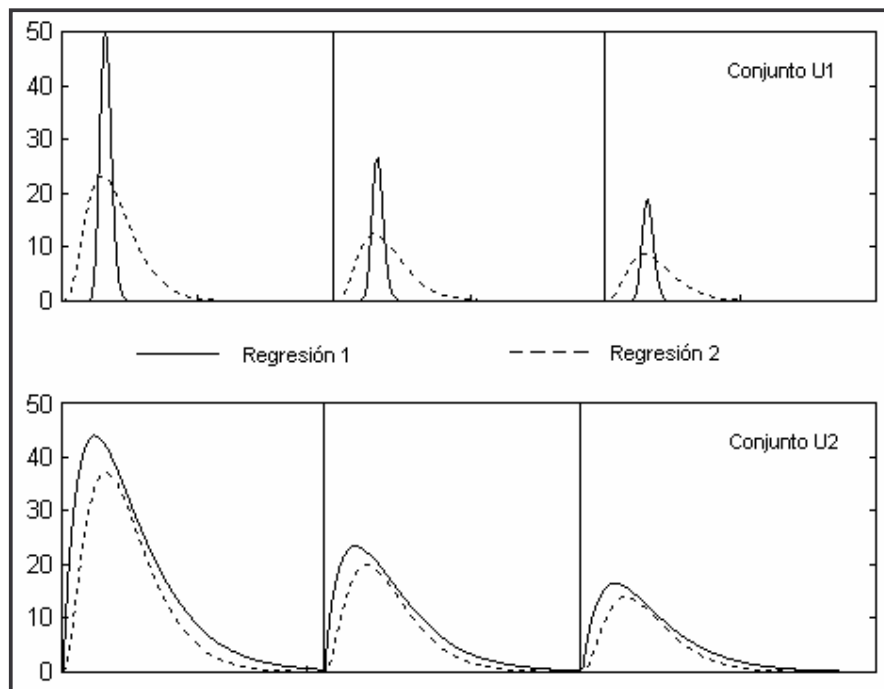
base de datos el conjunto denominado U1 y en especial para registros de banda angosta y de campo cercano; por otro lado, al realizar la regresión sobre el grupo U2 las funciones resultantes tienden a ganar estabilidad en su forma y a ser similares, tanto para registros de banda angosta como ancha. La figura 13 muestra un ejemplo de funciones envolventes para un sismo de banda angosta de magnitud 5, distancia epicentral de 10 km y profundidad de foco de 15 km mientras que la figura 14 hace lo propio para un sismo de magnitud 5.9, distancia epicentral de 30 km y profundidad de foco de 20 km.



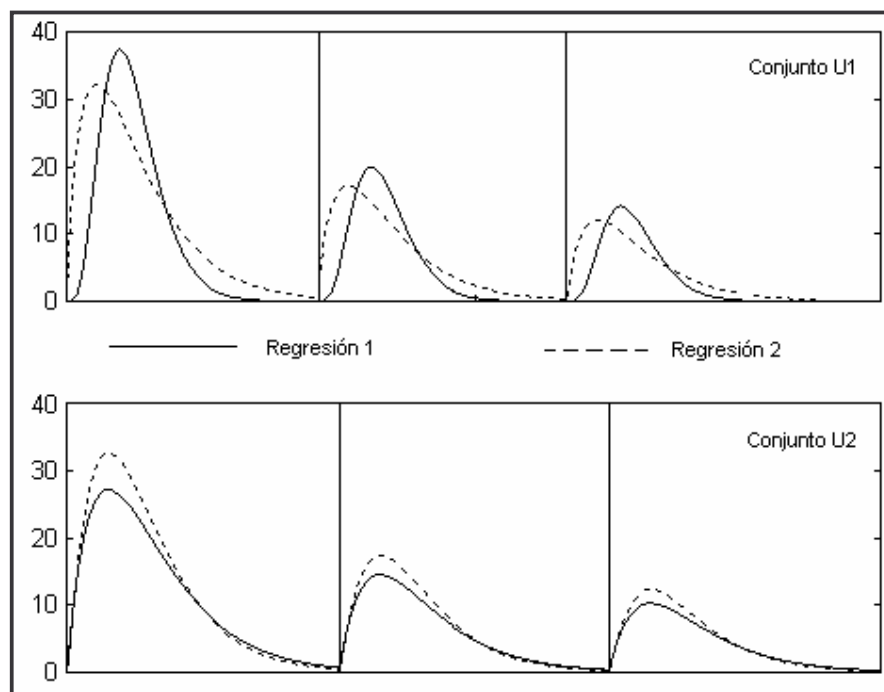
**Figura 11** Funciones de modulación para registros de banda angosta (Casos A, B, C y D)



**Figura 12** Registros artificiales de banda angosta



**Figura 13** Diferencias entre las funciones de amplitud resultantes de considerar U1 o U2 ( $M=5$ ,  $\Delta = 10$  km,  $H=15$  km)



**Figura 14** Diferencias entre las funciones de amplitud resultantes de considerar U1 o U2 ( $M=5.9$ ,  $\Delta = 30$  km,  $H=20$  km)

Se aclara que en cada ejemplo de este parágrafo se mantuvieron constantes todas las variables del problema salvo aquellas cuyo efecto se quería demostrar. En cada caso el proceso estacionario es el mismo, pues se mantuvieron constante los núcleos del generador de números aleatorios.

## 6.4 Diseño de la función de densidad espectral de potencia

La generación de acelerogramas artificiales con este modelo de regresión puede realizarse utilizando como función espectral de potencia una función constante dada por la expresión (5) o la que incluye el espectro de fuente de Boore, expresada por (6). En general puede decirse que si se desean registros de banda angosta, como los sismos de tipo impulsivo por ejemplo, la función que incluye el espectro de fuente da mejores resultados, mientras que para los sismos de banda ancha, una distribución constante para la densidad espectral es suficiente.

## 6.5 Control de la energía

La energía total del registro se determina por regresión lineal, en función de la magnitud y la distancia epicentral. Por medio de la división porcentual de esa energía en las franjas consideradas según el tipo de registro que se desea, se determina la energía de cada banda y se diseña la función de amplitud correspondiente en base a lo expuesto anteriormente. Una vez que el proceso de generación es llevado a cabo banda a banda, la energía en cada una de ellas es controlada mediante la potencia (energía por unidad de tiempo) de la función de amplitud y la de la historia simulada correspondiente a esa banda frecuencial. Una vez realizada la corrección si correspondiere, se suma la contribución de esta banda al registro total que se genera. Así se logra que la energía del proceso generado es la que se obtuvo por regresión lineal.

## 6.6 Duración total y efectiva del registro generado

Con respecto a la estimación de la duración del registro que se busca generar, se pueden considerar distintos criterios. Así por ejemplo, Crempien y Araneda (1993) hacen una regresión lineal sobre la duración de la fase fuerte del movimiento, con la misma fórmula de regresión usada para los momentos. Hay varios aspectos que influyen en la duración del registro en un determinado sitio, la que depende de factores como la frecuencia y la geomorfología del lugar entre otros (Trifunac y Novikova, 1994)

En este trabajo estos parámetros también se determinan por regresión lineal, considerando las dos fórmulas propuestas. Los valores de las constantes obtenidos por medio de la regresión 1 se muestran en las tablas 3a y 3b para ambos grupos de datos. Por otro lado, en la tabla 4 se detallan los resultados de la regresión realizada según las fórmulas del modelo alternativo de regresión.

Considerando los datos con que se cuenta, se juzga que esta simple metodología dio resultados aceptables. De todos modos, es posible dar valores distintos a los calculados inferidos por necesidades de la aplicación del registro generado (por ejemplo, para probar casos de licuefacción de suelos se puede exigir sismos de mayor duración total y efectiva), o por condiciones particulares del suelo y la topografía en el sitio de estudio.

Una vez definida la duración total del evento a simular, a los fines del algoritmo de simulación se debe definir el paso de discretización de la variable tiempo para determinar el número de puntos del acelerograma artificial. La función temporal de amplitud no depende del intervalo de discretización  $\Delta t$  pero sí hay diferencias en el campo frecuencial. Cuanto más grande sea este paso de tiempo, el contenido espectral es menor y si la duración total del acelerograma generado es pequeña se perderá información.

Como ejemplo, para simular acelerogramas con una duración de 5 a 6 segundos, un paso de discretización temporal de 0.005 segundos dio buenos resultados; en el caso de registros de 10 segundos de duración total, un paso de 0.01 segundos dio resultados satisfactorios. Puede sugerirse que si la duración total es mayor a 20 segundos, un intervalo de tiempo de 0.02 segundos es lo aconsejable.

## 6. 7 Aceleración máxima del registro generado

Finalmente, con respecto a la aceleración máxima deseada, ésta puede ser definida en base a la obtenida por alguna fórmula de regresión, por condiciones geomorfológicas, exigencias de algún reglamento, etc. En general por este método se obtienen aceleraciones cercanas a las exigidas, dependiendo del buen diseño de la función de amplitud principalmente; se admite una ligera corrección del pico, siempre y cuando esto no implique deformaciones inadmisibles de la forma del registro.

## 7. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con los conceptos antes expuestos se ha confeccionado un programa de computadora (PREDICE) con el que se ha realizado una amplia experimentación numérica aplicada principalmente a la zona en estudio, dando resultados satisfactorios tanto para sismos moderados como intensos. Se muestra un ejemplo que tiene como objetivo simular acelerogramas de un evento similar al ocurrido el 24 de Junio de 1984 en Granada (España). No es el principal propósito de este modelo generar acelerogramas concordantes con alguno tomado como muestra, pero se desea analizar los alcances de la aplicación del modelo y ver de qué manera es posible controlar sus parámetros a fin de obtener historias con características determinadas a priori. El espectro de Boore fue estimado con los siguientes valores ( Morales et al., 1996):

Magnitud: 5

Distancia epicentral: 40.4 km

Profundidad: 12 km

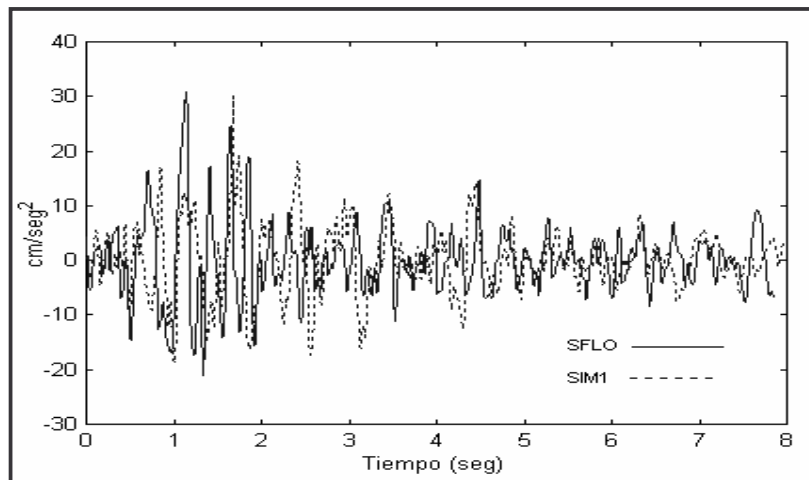
Momento sísmico:  $3.0 \cdot 10^{16}$  N·m

Caída de tensión:  $0.100 \cdot 10^8$  N/m<sup>2</sup>

Frecuencia máxima: 25 Hz

Coefficiente de atenuación dependiente de la frecuencia:  $80 f^{0.65}$

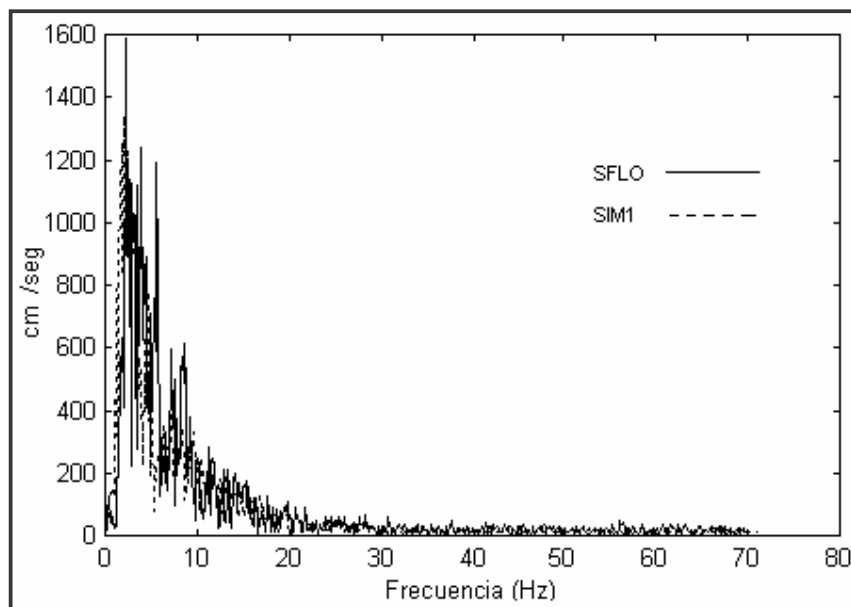
La historia temporal de las aceleraciones registradas en Santa Fe corresponde a un evento de banda angosta por lo que se procedió a dividir el espectro en tres franjas frecuenciales, con un contenido energético en cada franja de 85%, 10% y 5% respectivamente. En cuanto a las funciones de amplitud que modula el proceso estacionario en cada franja dieron buenos resultados las diseñadas tanto en base a parámetros determinados por regresión, como para relaciones entre momentos espectrales correspondientes al caso B de la tabla 7 y valores del parámetro  $t_0$  de 0.06, 0.05 y 0.10 segundos para cada franja respectivamente.



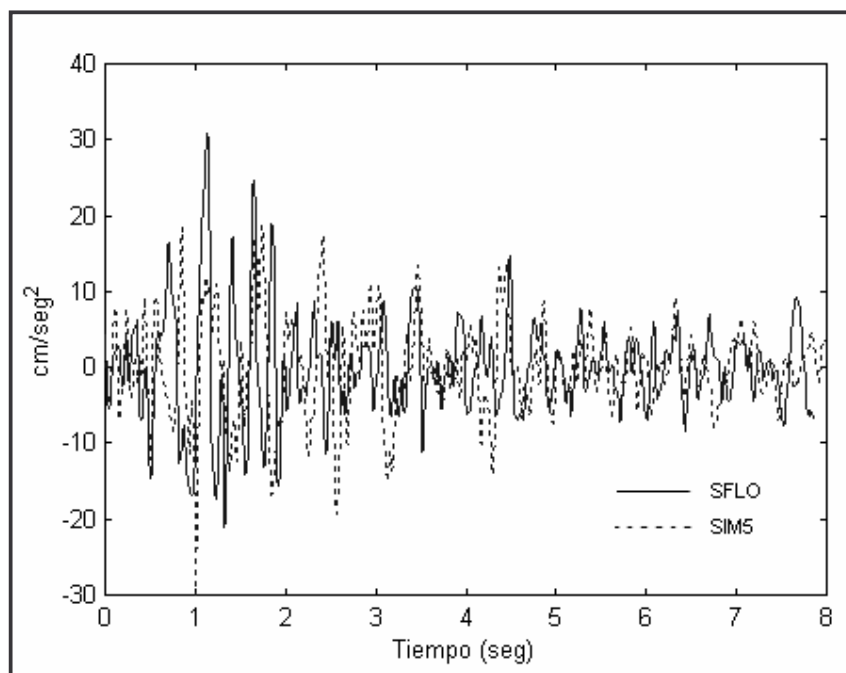
**Figura 15** Registros SFLO y SIM1



En las figuras 15 a 19 se observan los resultados obtenidos para dos casos de seis simulaciones efectuadas. Se muestran las historias simuladas y sus respectivos espectros de amplitudes de Fourier, cotejándolas con el registro y espectro de Fourier originales. Las distintas simulaciones resultan de considerar distintos núcleos para el cálculo de los procesos aleatorios correspondientes. La figura 19 muestra los espectros de respuesta elástica para otras tres simulaciones y puede observarse una buena correspondencia con el del registro original.



**Figura 16** Espectros de Fourier de SFLO y SIM1



**Figura 17** Comparación entre SFLO y SIM5

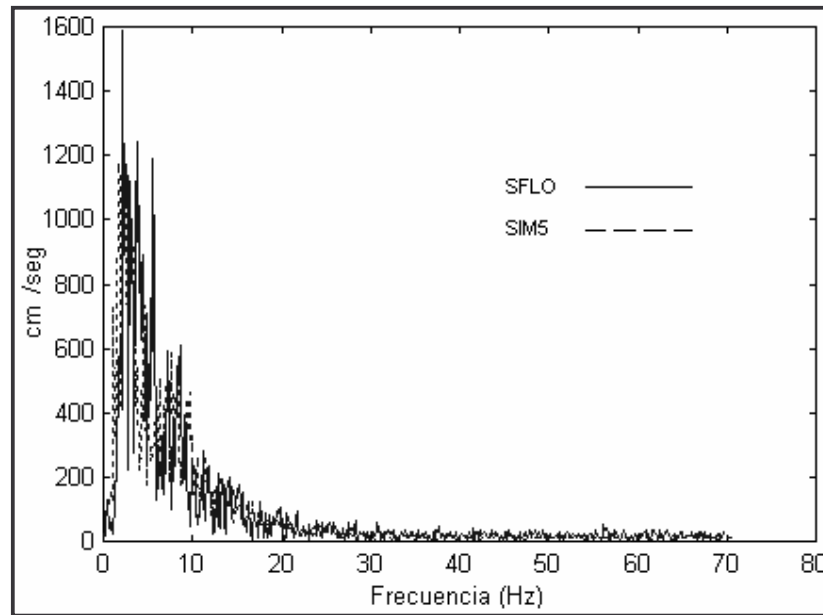


Figura 18 Espectros de Fourier de SFLO y SIM5

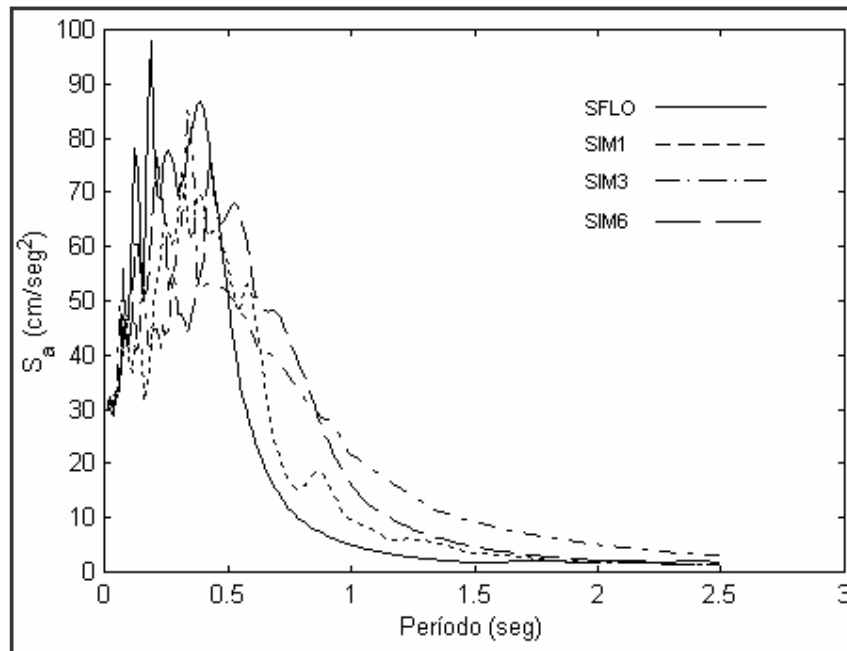


Figura 19 Espectros de respuesta elástica de SFLO y tres simulaciones

## 8. CONCLUSIONES

En cuanto a las **bases conceptuales** sobre las que se define este modelo, se contempla la no estacionariedad temporal y frecuencial, mediante la aplicación del concepto de espectro evolutivo donde la evolución del contenido frecuencial en el tiempo se materializa mediante una discretización del proceso en el campo frecuencial, considerando luego en el campo del tiempo a

cada franja componente como un proceso estocástico uniformemente modulado, metodología utilizada previamente por varios autores y aplicada a zonas que cuentan al menos con un registro.

La determinación de los parámetros de la **función de amplitud** que modula cada proceso estacionario en las distintas franjas se los determina en función de los **momentos temporales** del registro a simular, obtenidos por medio de la técnica de **regresión multilíneal** en función de dos magnitudes macrosísmicas de uso corriente en sismología: **magnitud** y **distancia epicentral**.

En cuanto a la **base de datos** utilizada en la regresión consta de registros cuyas magnitudes se ubican en el intervalo [4,7.4] los que fueron divididos en dos grupos:

- El primero, al que se denomina U1, contiene eventos de magnitudes comprendidas entre 4 y 6 grados relacionadas a la frecuente actividad sísmica moderada de la zona cuyana. Amén de los registros del sismo de Mendoza'85 se incluyen otros considerados del mismo tipo que los del evento mencionado, esto es sismos moderados, superficiales y resultantes de deslizamientos de fallas debido mayormente a un proceso tensional de compresión.
- Para incluir los dos acelerogramas del sismo de Caucete, de magnitud 7.4, se añadieron algunos acelerogramas de sismos superficiales intensos del Oeste Americano, con lo que se conforma el conjunto U2 de datos. Además, teniendo en consideración que la ciudad de Mendoza y sus alrededores está asentada sobre varias fallas activas muy superficiales, se juzga factible que ocurran sismos de este tipo en la región bajo estudio, habida cuenta de que los informes de microzonificación realizadas en esta área hablan de similitudes geotectónicas entre ambas regiones.
- Se comprobó que tanto la aceleración máxima como la energía de los registros de la base de datos utilizada siguen una distribución similar con respecto a la distancia epicentral y la magnitud del sismo. Por ello en primer lugar se hizo la regresión multilíneal en base a la fórmula de atenuación de aceleraciones máximas determinada por profesionales del Instituto Nacional de Prevención Sísmica de la Argentina, con la que se obtiene los valores de  $\lambda_0$ ,  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ . La misma expresión fue aplicada para determinar las duraciones efectiva  $t_e$  y duración total  $t_f$  de los registros a simular, obteniéndose buenos resultados.
- Analizando las propiedades estadísticas de los resultados de la regresión se concluye que con esta fórmula la constante que multiplica a la distancia epicentral tiene en general poca significancia para explicar una relación con los parámetros que se desean estimar; se infiere que en el caso de los momentos de orden 1 y 2 y en especial para el conjunto de datos U1 sólo la magnitud tiene relevancia en la definición de estos parámetros.
- A fin de mejorar estos aspectos se propone una segunda fórmula de regresión o más propiamente dos fórmulas; primeramente se realiza una regresión para determinar el momento de orden 0 (energía del registro) y las duraciones efectiva y total, los parámetros que estadísticamente tanto la magnitud como la distancia epicentral explican significativamente con las fórmulas de atenuación. Los momentos de orden 1 y 2 se determinan también por regresión, mediante una expresión que es función de la energía y la duración efectiva determinadas por regresión.
- Con estas expresiones el modelo (denominado de “regresión 2”) presenta mejores niveles en las pruebas de confianza y significancia estadísticas que el modelo basado en las fórmulas de atenuación existentes para la zona bajo estudio (identificado como modelo de “regresión 1”).
- Se realizaron simulaciones utilizando ambos conjuntos de datos y con ambas fórmulas de regresión. Se detectaron diferencias entre las funciones de amplitud logradas con uno u otro método al utilizar el grupo U1 de datos, sobre todo para registros de campo cercano. Al ampliar la base de datos y hacer uso del grupo U2, se observa mayor estabilidad en la formas

de las funciones como así también una reducción apreciable de las diferencias en los resultados según ambos métodos, tanto para eventos de campo cercano como lejano.

- Las regresiones se realizaron sobre los datos sin hacer especiales correcciones ni filtrados de ruidos o fallas de muestreo. Por ello, los momentos de orden 1 y 2 resultantes conllevan estos efectos que como se explicó antes, dependen del intervalo considerado antes del primer impulso de la señal, esto es del parámetro  $t_0$  y el ruido de la señal (parámetro  $\delta$ ).
- En este caso, el modelo no cuantifica automáticamente estos parámetros por lo que las funciones de amplitud resultantes pueden ser defectuosas y no describir apropiadamente la variación temporal de la señal. Se determinaron fórmulas explícitas para corregir los momentos temporales de orden 1 y 2 a fin de incluir estos efectos de manera simple y clara en la determinación de los mismos.
- Esta corrección se impone en caso de generar sismos impulsivos de banda angosta y no es tan crítica en el caso de eventos de banda ancha.

Una vez determinados los momentos temporales totales, se calculan los mismos para cada franja como **fracciones de los respectivos momentos totales**, considerándose los mismos porcentajes del contenido energético de la franja con respecto a la energía total del evento.

Cabe también en el modelo la posibilidad de manipular los momentos de orden 1 y 2 a fin de permitir la **construcción de historias probables** de ocurrir en un lugar determinado, con características específicas de acuerdo a la aplicación que se hará de las historias simuladas, manteniendo el momento de orden 0 (que representa la energía de la franja) inalterable.

- Se proponen a tal fin los dos parámetros  $k_1$  y  $k_2$ , que simplemente relacionan los momentos espectrales de orden 1 y 2 con el momento de orden 0 del registro, respectivamente.
- En este caso, el momento temporal determinado por regresión es el de orden 0 y en función de éste se calculan los de orden superior, en función de  $k_1$  y  $k_2$ . Se ha pensado esta alternativa para controlar de alguna manera el diseño de las funciones de amplitud en cada franja, variando el modo en que la energía se distribuye, pero no su intensidad.
- A fin de asegurarse que la función de amplitud sea del tipo gamma los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$  deben satisfacer ciertas condiciones que se explicitan en el trabajo.
- Se especifican los valores medios de los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $t_0$  obtenidos para sismos cuyanos, obtenidos de la experimentación numérica llevada a cabo con el modelo de ajuste no lineal; sus desviaciones estándar denotan una gran variabilidad de los mismos. Los valores explicitados en el trabajo son sólo indicativos y pueden ser tomados como punto de partida para definir los que se ajusten efectivamente al problema a resolver en cada caso.
- Se ha experimentado con varias combinaciones entre estos parámetros, de lo que resultaron algunas reglas simples que se pueden sugerir a fin de diseñar funciones de características específicas determinada. Si se desean funciones gamma angostas se debe considerar valores bajos de  $k_2$  y si se desean que las funciones gamma sean simétricas, se debe considerar un valor de  $k_1$  cercano al límite superior del intervalo de valores que resulta de aplicar los requisitos de función gamma.

Con los conceptos antes expuestos, se ha confeccionado un programa de computadora al que se denominó **PREDICE**, en el que se requieren cuantificar los siguientes parámetros que definen las características de la señal generada:

**Número de franjas frecuenciales** para registros de la zona cuyana se sugiere considerar tres franjas para sismos de banda estrecha y cinco para sismos de banda ancha. En el caso de sismos cercanos (menos de 30 km de distancia epicentral) conviene optar por registros de banda angosta y para sismos lejanos es apropiado considerar registros de banda ancha. Como también las condiciones locales del suelo determinan el contenido espectral, se pueden tener en cuenta estas particularidades y por ende hacer otras consideraciones.

**Contenido energético de las franjas frecuenciales** la distribución energética en cada franja frecuencial para sismos moderados, cercanos y producidos por deslizamiento de fallas superficiales pueden ser: 68 %, 28% y 4% para sismos de banda estrecha (división en tres franjas) y del 4%, 23%, 51%, 19% y 3% para sismos de banda ancha (división en cinco franjas frecuenciales). Estos son los valores promedios de la base de datos usada pero pueden cambiarse a voluntad según la necesidad de la simulación.

**Diseño de la función de amplitud en cada franja**, que puede realizarse mediante la aplicación de fórmulas cerradas para la determinación de los parámetros de la función gamma tradicional en función de los tres momentos espectrales determinados por regresión lineal o bien en función de los dos parámetros propuestos  $k_1$  y  $k_2$  que simplemente relacionan los momentos espectrales de orden 1 y 2 con el momento de orden 0 del registro, respectivamente.

**Elección de la función de densidad espectral de potencia**, en cada franja uniformemente modulada: puede ser considerada constante o en función del espectro de Boore.

**La aceleración máxima, duración efectiva y duración total**, se determinan mediante fórmulas de regresión con los parámetros determinados para la base de datos usada o bien por consideraciones específicas del lugar de estudio y fines de la simulación. En cuanto a la duración de los sismos generados, los parámetros determinados por regresión lineal condujeron a resultados satisfactorios en todos los casos analizados; de todos modos, se pueden determinar a priori y por otras consideraciones, valores distintos a los determinados por regresión, que como se acotó repetidas veces, resumen características de la base de datos utilizada en este trabajo.

- En cada franja se controla que la energía del proceso uniformemente modulado generado tenga tenga mínimas diferencias con respecto a la energía asignada a la banda frecuencial. Una vez obtenido el registro artificial se controla que la energía total del mismo sea similar a la obtenida por regresión. En general, se obtienen valores picos del orden de los determinados por la fórmula de atenuación para la zona cuyana para suelo duro; el programa admite la posibilidad de una corrección que no altere las características dinámicas básicas de la historia generada.
- Una vez generado el registro artificial se procede a su corrección de línea base, tal como se realiza con los registros reales, mediante el clásico procedimiento de Berg y Housner.

Se realizó una amplia experimentación numérica, aplicando el modelo principalmente a la zona bajo estudio. Dio resultados satisfactorios para predecir posibles movimientos en un determinado sitio, tanto moderados como intensos. Debido a la exigua base de datos con que se contaba al momento de realizar esta investigación, la mayor confiabilidad corresponde a sismos moderados en el área de la capital mendocina y del Gran Mendoza, en la República Argentina. Se considera de todos modos que **la metodología propuesta es válida para cualquier sitio**, con sólo considerar los datos apropiados.

## AGRADECIMIENTOS

Un profundo agradecimiento al Dr. Jorge Crempien-Laborie de la Universidad de los Andes (Chile) por sus valiosas sugerencias para la realización de este trabajo.



## REFERENCIAS

1. Barbat, A.H., Orosco, L., Hurtado, J. y Galindo M. (1994). *Definición de la acción sísmica*, Monografía CIMNE IS-10, Editor: Alex Barbat, Barcelona, España.
2. Bogdanoff, J.L. and Kozin, F.(1961). "Comment on reliability of structures in resistance chance failure", *Oper. Res.*, Vol 9, pp 123-126.
3. Boore, D.M. (1990), " The prediction of strong motions", *Proceedings NATO Advanced Studies Institute, Strong Ground Motions Seismology*, Ankara, Turkey.
4. Carli, F. and Faravelli, L. (1990), " A non stationary seismological model for strong ground motions", *European Earthquake Engineering*, Vol 3, pp 29-42.
5. Crempien, J. y Araneda, P. (1993). *Simulación de acelerogramas consistentes con la sismicidad local*, Tesina de habilitación profesional, Universidad de Concepción, Chile.
6. Der Kiureghian, A. and Crempien, J. (1989). "An evolutionary model for earthquake ground motion", *Structural Safety*, Vol 6, pp 235-246.
7. Herva, A., Vartia, Y. ja Vasama, P-M. (1981). *Tilastollisia taulukoita (Statistical tables)* 8th ed., Oy Gaudeamus Ab, Finland, ISBN 951-662-052-3
8. Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). (1995). *Microzonificación sísmica del Gran Mendoza – Resumen Ejecutivo*. Publicación Técnica No 19, San Juan, Argentina.
9. Morales, J., Singh, S.K. and Ordaz, M. (1996). "Analysis of the Granada (Spain) earthquake of 24 June, 1984 (M=5) with emphasis on seismic hazard in the Granada Basin", *Tectonophysics* 257, pp 253—253.
10. Orosco, L. (2003), *Simulación de movimientos sísmicos intensos para zonas con pocos registros y su aplicación a la evaluación del comportamiento de estructuras*, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
11. Queck, S., Teo, Y. and Balendra, T. (1990). "Non stationary structural response with evolutionary spectra using seismological input model", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 19, pp 275-288.
12. Saragoni, R. and Hart, G.C. (1974). "Simulation of artificial earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 2 (3), pp 249-267.
13. Trifunac, M.D. and Novikova, E.I. (1994). "State of the art review on strong motion duration", *Proceedings of the 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, Austria, pp 131-140.
14. Vanmarcke, E.H. (1980). "Parameters of the spectral density function, their significance in the time and frequency domain", *MIT Civil Engineering and Design*, 60-1.

# **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CUATRO ALTERNATIVAS PARA IMPEDIR LA FALLA POR DESLIZAMIENTO EN LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA**

**Ángel San Bartolomé, Wilson Silva, Eliana Meléndez y Gino Castro**

Pontificia Universidad Católica  
Lima, Perú

## **RESUMEN**

Con el apoyo financiero de la Dirección Académica de Investigación (DAI) de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), se efectuó en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP, un estudio experimental que tuvo por objeto impedir la falla por deslizamiento en los muros de albañilería armada contruidos con bloques de concreto vibrado, cuando ellos se ven sujetos a terremotos. En primer lugar, se analizaron las posibles causas que pueden originar la falla por deslizamiento, para luego plantear soluciones económicas y sencillas de ejecutar en obra.

Posteriormente, estas soluciones se aplicaron en la construcción de cinco muros, los que luego fueron ensayados a carga lateral cíclica obteniéndose resultados satisfactorios.

## **1. INTRODUCCIÓN**

En los edificios estructurados con muros de albañilería armada sometidos a terremotos, puede ocurrir, por una serie de razones, una falla por deslizamiento (cizalle o corte-fricción). Esta forma de falla es muy peligrosa, porque la sección transversal del muro se reduce significativamente figura 1, debido a la acción simultánea de las cargas sísmicas coplanares y perpendiculares al plano del muro, y también, porque esta falla puede causar incluso la rotura del refuerzo vertical y el disloque del muro por encima del plano de falla, lo que genera una doble excentricidad de la carga vertical. De esta manera, el objetivo del proyecto es tratar de eliminar la falla por deslizamiento, o al menos retardar su aparición hasta que los muros alcancen la distorsión angular inelástica máxima permitida para las construcciones de albañilería armada por nuestra norma sísmica (0.005, Ref.1) cuando ocurren sismos severos, transformando este tipo de falla en otras menos peligrosas, como son: las fallas por flexión o por fuerza cortante.

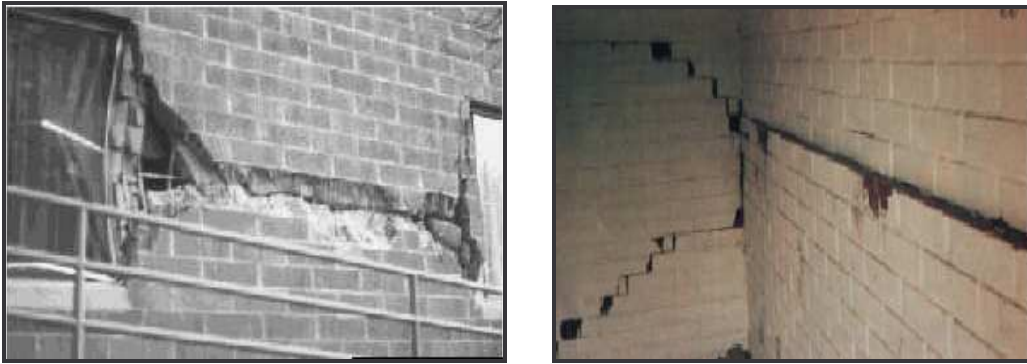
## **2. POSIBLES CAUSAS DE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**

### **2.1. Falta de adherencia bloque-mortero.**

Los bloques tienen una succión relativamente elevada, lo que conduce a que el mortero colocado sobre él endurezca rápidamente, perdiéndose la adherencia con el bloque de la hilada inmediata superior, originándose de este modo un plano potencial de deslizamiento (figura.2).

Recibido: Julio de 2003  
Aprobado: Marzo de 2004

Cabe indicar que los bloques se asientan en su estado natural (secos) y el único tratamiento que reciben es la limpieza de partículas sueltas.



**Figura 1** Falla por deslizamiento.



**Figura 2**

## 2.2. Traslape del refuerzo vertical.

Tradicionalmente, para facilitar el proceso constructivo de la albañilería armada, se acostumbra dejar espigas ancladas en la cimentación, para después de terminar con la construcción de la albañilería, insertar las barras verticales traslapándolas con las espigas, creándose de esta manera un plano de debilidad en la zona donde terminan las espigas, por donde puede ocurrir la falla por deslizamiento figura 3.

Para evitar el problema que ocasionan los traslapes, en otros países se fabrica bloques H figura 4, que permiten el uso de refuerzo vertical continuo, con lo cual se descongestionan las celdas reduciéndose la posibilidad de que se formen cangrejeras en el concreto líquido (“grout” o material con que se rellenan los muros). El emplear refuerzo vertical continuo y bloques convencionales (no en forma de H), retarda el proceso de asentado durante la primera jornada de trabajo, por el tiempo que demora insertar y bajar al bloque a través del refuerzo vertical.



**Figura 3**

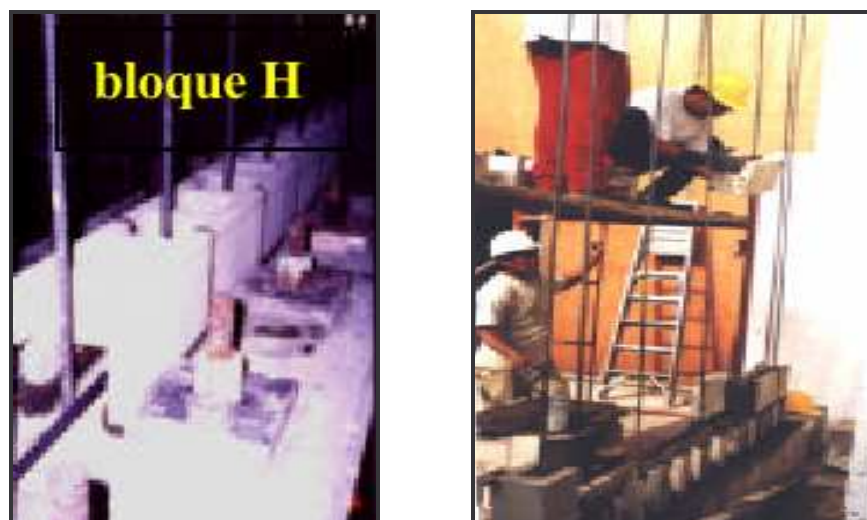


Figura 4

### 2.3. Falta de adherencia grout-cimentación.

Puede ser causado por una serie de razones a) tratamiento inadecuado de la superficie del cimiento (rayado poco profundo, presencia de lechada superior, falta de limpieza al iniciar la construcción de la albañilería y también antes de vaciar el grout); b) segregación del grout figura 5 producida por: su alto contenido de agua, compactación inadecuada, altura excesiva de vaciado; etc.



Figura 5. Segregación del grout.

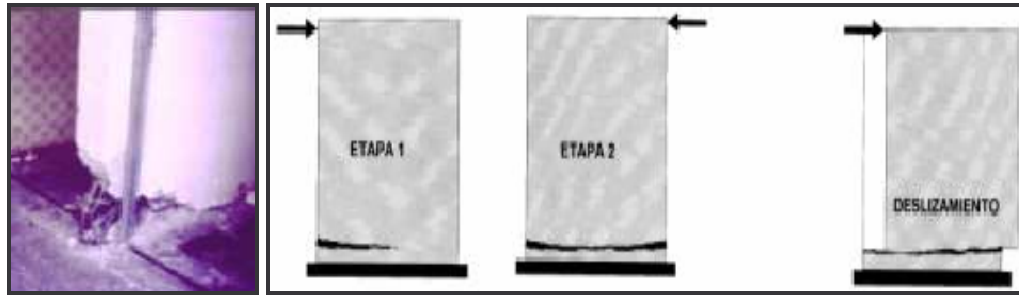
### 2.4. Contracción de secado del grout.

Lo ideal es que quede integrado como una sola unidad la unión bloque-grout-mortero-acero. De separarse el grout del bloque y del acero, el refuerzo perdería efectividad ante las acciones de flexión, cizalle, etc. El polvo de la arena y la cantidad de agua que requiere el grout, incrementan este fenómeno.

### 2.5. Distribución uniforme del refuerzo vertical.

Tradicionalmente, se distribuye el refuerzo vertical a lo largo del muro. Puesto que el refuerzo en los extremos del muro es pequeño, la base del muro rota con facilidad. Este hecho provoca el aplastamiento de los talones y el corrimiento de las fisuras horizontales por flexión, las

que al encontrarse por la acción cíclica de la carga sísmica, terminan transformándose en una falla por deslizamiento figura 6.



**Figura 6** Transformación de la falla por flexión en falla por deslizamiento.

## 2.6. Uso de cintas de mortero longitudinales y verticales.

El grout no rellena el espacio entre las cintas, lo que debilita la unión bloque-mortero, con la consecuente formación de fisuras.



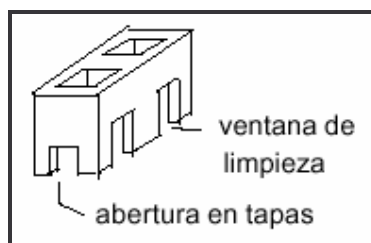
**Figura 7** Cintas de mortero en las juntas.

## 3. SOLUCIONES PARA EVITAR LA FALLA POR DESLIZAMIENTO

En este proyecto se trata de encontrar soluciones al problema del deslizamiento, que sean económicas y fáciles de ejecutar en obra. Sin embargo, en este acápite se describen todas las posibles soluciones, ordenadas en función del costo y de la dificultad constructiva, a fin de tener un panorama amplio que permita eliminar las causas del problema, indicadas en el acápite 2, y seleccionar las soluciones más adecuadas.

1. Profundizar el rayado de la superficie superior de la cimentación (mínimo 6 mm), limpiarla de partículas sueltas y de lechada, para luego humedecerla antes de asentar los bloques y antes de vaciar el grout. El objetivo de esta operación es mejorar la adherencia y la resistencia a corte-fricción en las interfases mortero-cimentación y grout-cimentación. El muro adoptado como patrón de comparación (M1, tradicional) tuvo un rayado convencional.
2. Manteniendo la cuantía total de refuerzo vertical, concentrar la mayor área de acero en los extremos del muro, empleando en la zona central una cuantía mínima igual a 0.001. El objetivo es disminuir el giro por flexión para controlar el corrimiento de las fisuras horizontales. El muro patrón (M1) tuvo una distribución uniforme del refuerzo vertical.

3. Invertir la cara de asentado de los bloques correspondientes a la primera hilada, creando aberturas en las 3 tapas transversales, de manera que el grout al pasar a través de esas aberturas, rellene una mayor área en su zona de contacto con la cimentación.



4. Compactar al grout empleando una madera con sección transversal de 1"x 2" en reemplazo de la varilla lisa de 5/8" que se utiliza tradicionalmente. El objetivo es tratar que el grout se expanda lateralmente en mayor grado al apisonarlo con la madera. Esta solución es aplicable sólo cuando se utiliza bloques de 19 cm. de espesor, con celdas grandes.
5. Disminuir la cantidad de confitillo en el grout, de una proporción cemento: arena: confitillo 1: 2 ½: 1 ½ (tradicional) a 1: 3: 1, y tamizar la arena a través de la malla #200 para eliminar el polvo. El objetivo es atenuar el problema de segregación y contracción de secado.
6. Similar a la solución 5, pero empleando cemento puzolánico y reduciendo el slump de 10" (tradicional) a 9". Se tiene conocimiento que el cemento puzolánico atenúa la contracción de secado, mientras que al disminuir la cantidad de agua (al bajar el slump), se reducen los problemas de segregación y contracción de secado.
7. Similar a la solución 5, pero agregando 1/10 de cal para retardar la contracción de secado.
8. Tratamiento con agua para incrementar la adherencia bloque-mortero y atenuar la contracción de secado del grout. Con una brocha, humedecer las juntas 2 horas después de haber asentado los bloques, una vez al día, hasta el día del vaciado del grout. Antes del vaciado, regar internamente las celdas, encofrar las ventanas de limpieza, vaciar y compactar al grout, luego curar al muro regándolo externamente una vez al día durante una semana.
9. Adicionar espigas en las celdas que carecen de refuerzo vertical, ancladas en la cimentación. El objetivo es incrementar la resistencia a corte-fricción en las dos primeras hiladas del muro y en la interfase muro-cimentación, además, que las fisuras por flexión se originen en las partes mas altas del muro, de tal manera que la cimentación no estorbe su trayectoria.
10. Dejar orificios en la cimentación, en las zonas ocupadas por las celdas. El objetivo es crear llaves de corte con el grout, para transferir la fuerza cortante hacia la cimentación. Esta solución es menos efectiva que la número 9, debido a que la falla de deslizamiento se puede trasladar a las hiladas superiores. También, es difícil hacer los orificios y limpiarlos.
11. Emplear refuerzo vertical continuo, con bloques recortados en forma de H para facilitar el asentado. El objetivo es tener más espacio en las celdas para poder compactar al grout, evitando la posibilidad que se formen cangrejeras, así como evitar los problemas que causan la discontinuidad del refuerzo vertical. Esta solución mejora al 100% las juntas verticales al quedar llenas de grout, pero debe añadirse otras soluciones para mejorar la unión horizontal bloque-mortero, grout-cimentación y atenuar la contracción y segregación del grout.
12. Usar grout fino (cemento-arena-cal 1: 3: ¼) en la mitad inferior del muro y grout grueso (cemento-arena-confitillo-cal 1: 3: 1: 0.1) en la mitad superior. Con esta solución se evitaría el problema de segregación del grout en la base del muro, pero se incrementaría el problema de contracción de secado en la mitad inferior. Esta solución es de difícil aplicación en obra, por

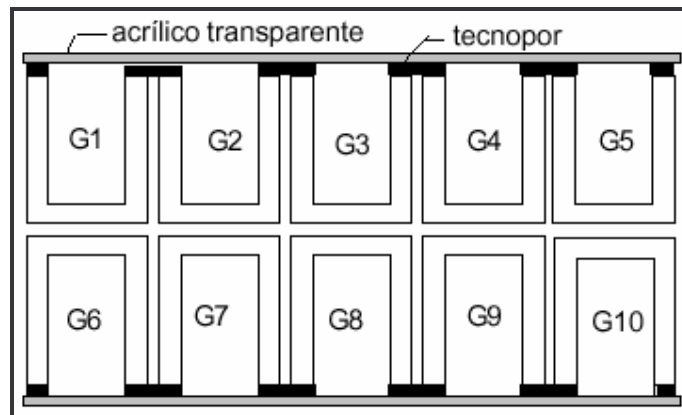


tener que variarse la mezcla en un mismo piso, sin embargo, no se descarta ya que el grout se vacía siempre en dos etapas, con un lapso de  $\frac{1}{2}$  hora entre ellas.

13. Uso de aditivo en polvo Wacker (culminal más vinnapas) en el mortero, en reemplazo de la cal. Este aditivo mejora notoriamente la adherencia bloque-mortero (37%, según la referencia 4), pero es costoso (según la referencia 4, el costo de la albañilería se eleva en 18%).
14. Uso de aditivo Intraplast (de Sika) en el grout para mejorar su plasticidad y disminuir su contracción de fragua. En el mercado existen aditivos que permiten reducir la cantidad de agua en el grout, o superplastificantes (Rheobuild 1000 de MBT) para producir grout autocompactado (no necesitan vibradora ni chuzo). Pero, estas soluciones son costosas.
15. Uso de vibradora de aguja de  $\frac{1}{2}$ " para compactar al grout. Para esto se inserta apagada la vibradora a través de las celdas de los bloques, se vacía el grout, se enciende la vibradora y se la retira lentamente, debiéndose hacer esta operación celda por celda. Esta solución se descarta por ser poco práctica.
16. Low Lift Grouting. Consiste en construir la primera mitad del muro, llenar con grout al día siguiente, al tercer día construir la segunda mitad y al cuarto día volver a llenar con grout. Esta solución atenuaría la posibilidad de segregación del grout, ya que el vaciado se hace desde una altura de 1.2 m, pero no se utiliza por la posibilidad de que se generen juntas frías entre las capas de grout y también porque el proceso constructivo se retarda un día. Cabe indicar que para limpiar los desperdicios de mortero que caen a través de las celdas durante la construcción de la segunda mitad del muro, habría que abrir ventanas en los bloques ubicados a media altura del muro, esto no es posible porque este tipo de muro es caravista.

#### 4. PROBETAS PRELIMINARES DE GROUT

El objetivo que se busca en este acápite es definir el grout a utilizar en los muros mejorados, tratando de reducir los problemas de contracción de secado y de segregación. Para esto se fabricaron 10 mezclas distintas ( $G_i$  en la figura 8), empleando como molde un pilar de bloques U (medios bloques), con una altura de 2.4 m (figura 10). Estos moldes permitieron la transferencia natural de agua desde el grout hacia los bloques. Por otro lado, se utilizó encofrados transparentes con el objeto de observar lo que ocurría con el grout durante su vaciado y compactación. Al retirar el encofrado, pudo observarse si existían los problemas mencionados.



**Figura 8** Moldes con bloques U.

Las mezclas ( $G_i$ ) utilizadas fueron.

- $G_1$ . Grout tradicional, cemento normal-arena normal-confitillo: 1: 2  $\frac{1}{2}$ : 1  $\frac{1}{2}$ , slump 10".

- G2. Cemento normal-arena tamizada-confitillo: 1: 3: 1, slump 10”.
- G3. Similar a G2, pero con 0.1 de cal aérea normalizada.
- G4. Similar a G2, pero con aditivo Intraplast.
- G5. Similar a G2, pero con cemento puzolánico IP.
- G6. Similar a G5, pero con 9” de slump.
- G7. Similar a G6, pero con 0.1 de cal.
- G8. Similar a G6, pero sin confitillo (cimento-arena 1: 3) en la mitad inferior y con confitillo (cimento-arena-confitillo 1: 3: 1) en la mitad superior. Slump 9”, sin cal.
- G9. Similar a G8, pero con  $\frac{1}{4}$  de cal en la mitad inferior y 0.1 de cal en la mitad superior.
- G10. Similar a G5, pero con tratamiento con agua (regado interno de celdas antes del vaciado).

Externamente se pudo observar que el grout tradicional (G1) tuvo los mayores problemas de segregación y contracción de secado, mientras que estos problemas se redujeron en las mezclas G5, G6, G7 y G10 (con cemento puzolánico y arena tamizada), pero, las mezclas G6 y G7 (con 9” de slump), se notaron muy secas, lo que podría provocar cangrejas internas en los muros, por lo que es conveniente utilizar 10” de slump. Para revisar internamente al grout, el pilar fue izado y volcado con un puente grúa, para luego cortar su base con una amoladora a la altura de la primera hilada. De la base del pilar se extrajeron muestras de grout, con el objetivo de observar su estructura interna, cabe destacar que la mayor concentración de piedras (segregación en la base) se encontró en la probeta G1 (figura 10). Como conclusión de estos ensayos preliminares, se utilizó en los muros mejorados: G2 para M2, G5 para M3, y G10 para M4 y M5.



**Figura 9** Preparación del grout y construcción del pilar.



**Figura 10** Extracción de muestra de grout de la base del pilar y muestras G5 y G1.

## 5. CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

En total se construyeron cinco muros a escala natural (ver las figuras 11 a 15), empleándose la técnica constructiva tradicional para el muro M1 y manteniéndose constante los siguientes parámetros (la mayor parte de ellos se emplean tradicionalmente en obras reales).

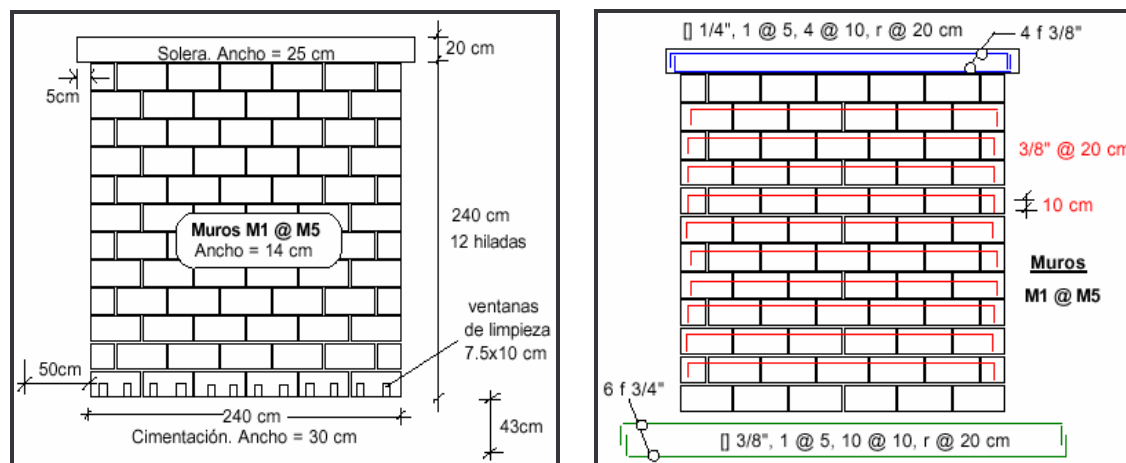
- Geometría del muro las dimensiones fueron 2.4 x 2.4 x 0.14 m.
- Aparejo se utilizó un aparejo de sogá (14 cm. de espesor).
- Calidad del bloque se utilizó bloque tipo BIII, serie 15.14, procedente de la fábrica FIRTH, con ranuras en las tapas transversales que permitieron el paso del refuerzo horizontal.
- Tratamiento de los bloques las superficies de asentado fueron limpiadas con una brocha de las partículas sueltas antes de asentarlos en su estado natural (secos).
- Calidad del mortero cemento-cal-arena 1: ½: 4. Se usó arena gruesa tamizada entre las mallas ASTM #4 y #200. El cemento fue Pórtland tipo 1, no se usó cemento puzolánico porque proporcionaría un color marrón a las juntas.
- Calidad de la cal se utilizó cal aérea hidratada y normalizada de Agregados Calcáreos.
- Grosor de las juntas las juntas horizontales y verticales (bruñadas) tuvieron 1 cm. de grosor.
- Calidad del acero de refuerzo se utilizó acero corrugado de grado 60 de SIDERPERÚ.
- Batido del grout se utilizó una mezcladora. El slump medido en el cono de Abrams fue 10".
- Construcción de la albañilería se construyó en 2 jornadas con una mano de obra calificada.
- Técnica de limpieza de las celdas los bloques de la primera hilada tuvieron ventanas de limpieza de 3"x4" en cada celda. Terminada cada jornada de trabajo, se limpió internamente las celdas con una varilla, sin tocar al muro. Antes del vaciado del grout, la base se rasqueteó con un tortol, las celdas se limpiaron con aire comprimido y se humedeció la cimentación.
- Técnica de vaciado del grout fue vaciado en dos capas, cada una fue compactada con una varilla lisa de 5/8", transcurrido 5 minutos, cada capa fue recompactada. El intervalo de vaciado entre capas fue ½ hora. El borde superior de cada capa quedó aproximadamente a 10 cm. por debajo de la superficie superior correspondiente a la última hilada de cada jornada.

- Cuantía de refuerzo. El refuerzo horizontal tuvo una cuantía de 0.0025 (1 f 3/8" @ 20 cm.) y la cuantía de refuerzo vertical total fue 0.0024.
- Vigas. Las vigas de cimentación y las vigas soleras tuvieron la misma sección transversal, la misma calidad de concreto y el mismo refuerzo.

Matriz de Variantes en la tabla 1, se indica las variantes que tuvieron los 5 muros, indicándose que el muro M1, construido con la técnica tradicional, corresponde al patrón de comparación, asimismo, las mejoras varían progresivamente, desde M2 hasta M5.

**Tabla 1.** Matriz de Variantes.

VARIANTE	M1	M2	M3	M4	M5
Rayado de la cimentación	Normal	Profundo	Profundo	Profundo	Profundo
Distribución del refuerzo vertical	Distribuido	Concentrado	Concentrado	Concentrado	Concentrado
Tamizado de la arena del grout por mallas #4 y #200	no	sí	sí	sí	sí
Tipo de junta vertical	Cintas	Llena	Llena	Llena	Cintas
Traslape del refuerzo vertical	100% en la misma sección	alterno h = 70 cm. y 95 cm.	alterno h = 70 cm. y 95 cm.	alterno h = 70 cm. y 95 cm.	continuo, sin traslapes
Grout cemento-arena-confitillo	1: 2 ½: 1 ½	1: 3: 1	1: 3: 1	1: 3: 1	1: 3: 1
Tipo de cemento en el grout	pórtland	pórtland	puzolánico	puzolánico	puzolánico
Tratamiento con agua en las juntas, celdas internas y muro	no	no	no	sí	sí
Espigas adicionales	no	no	no	sí	sí
Bloque de hilada 1	normal	normal	invertido	invertido	H



**Figura 11.** Características comunes de los 5 muros.

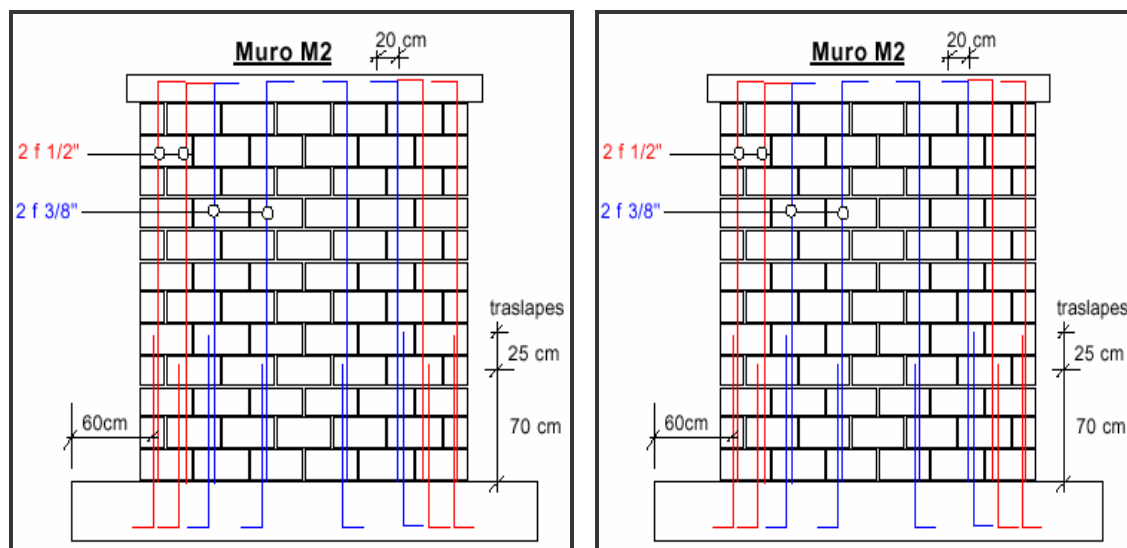


Figura 12. Refuerzo vertical en M1 y M2.

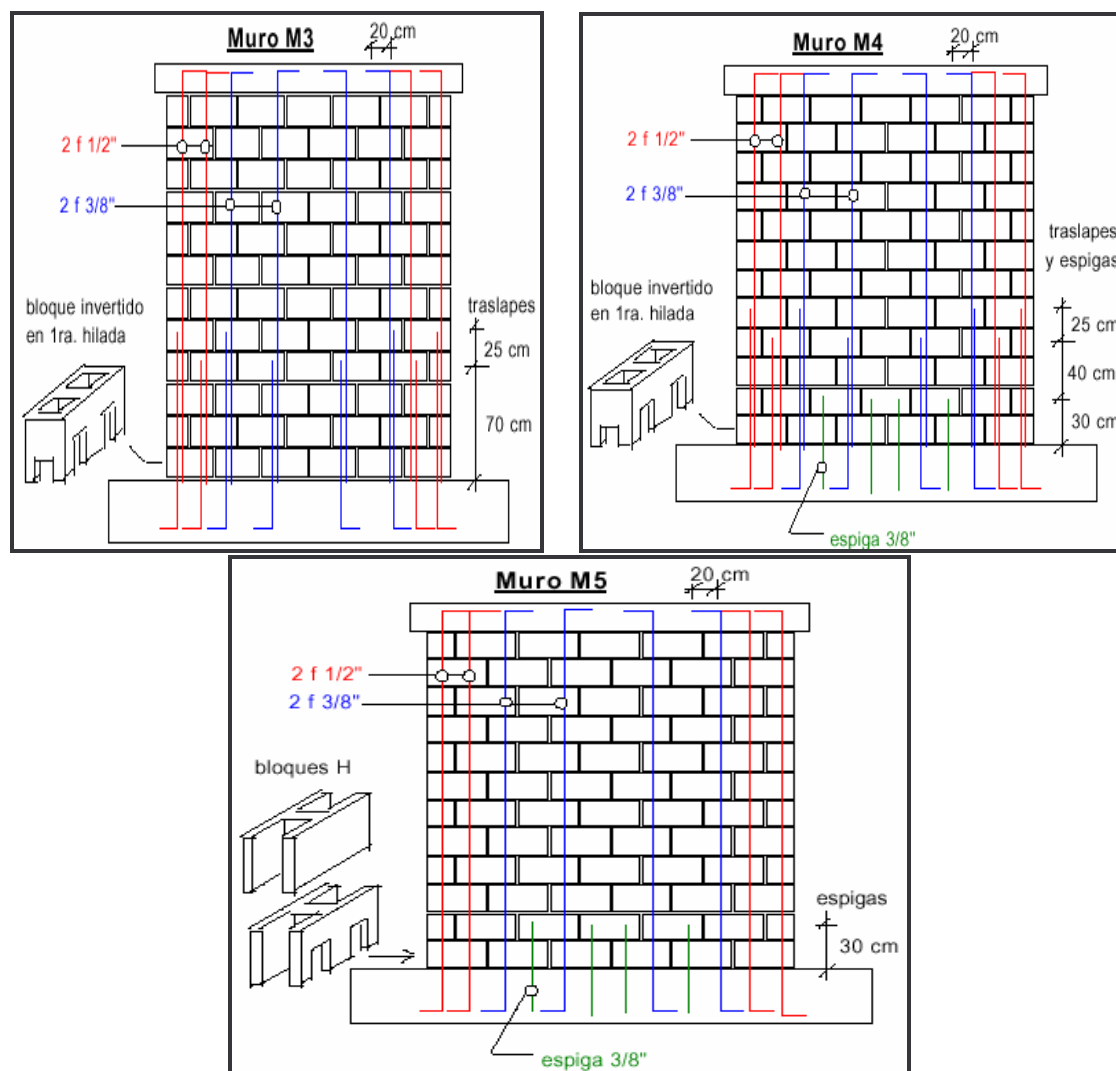


Figura 13 Refuerzo vertical, bloque de la primera hilada y espigas adicionales en M3, M4 y M5.





**Figura 14.** Construcción de muros M1 (izquierda), M3 (centro) y M5 (derecha).



**Figura 15.** Tratamiento con agua en M4 y M5. Ver el párrafo 3.8.

## 6. ENSAYOS DE CONTROL

### 6.1. Grout

Empleando como moldes a los bloques forrados con papel filtro figura 16, para permitir la transferencia de agua del grout hacia los bloques, se fabricaron 9 probetas de 10x10x19 cm., tres provinieron del muro M1 (tradicional), las otras tres de M2, mientras que las tres restantes fueron hechas con el grout de M3, M4 y M5. Estas probetas no fueron curadas, y luego de 28 días fueron ensayadas a compresión, obteniéndose los siguientes resultados promedios.



- Grout 1: 2 ½ : 1 ½ (cemento Pórtland tipo I- muro M1):  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Grout 1: 3 :1 (cemento Pórtland tipo I – muro M2):  $f'c = 193 \text{ kg/cm}^2$
- Grout 1: 3: 1 (cemento puzolánico tipo IP- muros M3, M4 y M5):  $f'c = 197 \text{ Kg./cm.}^2$

Para los tres casos, la resistencia superó al valor mínimo especificado por la Ref.2 (140 Kg./cm. 2 ).

## 6.2. Prismas de albañilería simple (no reforzada)

Se construyeron un total de 6 pilas y 6 muretes, los cuales fueron ensayados a compresión axial y a compresión diagonal, respectivamente. Las pilas (14x39x60 cm.) estuvieron compuestas por 3 hiladas y los muretes por 4 hiladas (14x80x80 cm.). Tres pilas y tres muretes fueron rellenos con el grout tradicional de M1 (1: 2 ½: 1 ½), mientras que el resto de prismas fueron rellenos con grout similar al empleado en M4 y M5 (1: 3: 1, con cemento puzolánico), además de recibir el tratamiento húmedo especificado en 3.8 para M4 y M5. En la tabla 2 se indica los resultados, mientras que en la figura 17 se aprecia que los muretes rellenos con grout tradicional, tuvieron una falla escalonada a través de las juntas, en tanto que los rellenos con grout 1:3:1, tuvieron algunas grietas que atravesaron los bloques, lo que implica una mejora en la adherencia mortero-bloque, producto del tratamiento que tuvieron esos prismas, sin embargo, el grout de esos prismas se notó que aún estaba húmedo, pese a que tenía 28 días de edad, lo que debe haber repercutido en los resultados, principalmente en la resistencia a compresión de las pilas.

**Tabla 2.** Resistencia de los Prismas de Albañilería Simple

Prisma	Resistencia	Grout 1: 2 ½ : 1½ Cemento I	Grout 1: 3: 1 Cemento IP
Pilas	Promedio fm	104 kg/cm <sup>2</sup>	84 kg/cm <sup>2</sup>
	Dispersión	3.0 %	6.0 %
	Característica $f'm$	101 kg/cm <sup>2</sup>	79 kg/cm <sup>2</sup>
Muretes	Promedio vm	13.1 kg/cm <sup>2</sup>	12.5 kg/cm <sup>2</sup>
	Dispersión	8.6 %	3.5 %
	Característica $v'm$	12.0 kg/cm <sup>2</sup>	12.1 kg/cm <sup>2</sup>



**Figura 17.** Falla escalonada en muretes rellenos con gout 1: 2 ½ : 1 ½ (cemento tipo I, izquierda) y falla mixta en muretes rellenos con grout 1: 3 : 1 (cemento IP, derecha).

7. TÉCNICA DE ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

Los cinco muros fueron ensayados a carga lateral cíclica figura 18, controlando el desplazamiento horizontal de la viga solera en 10 fases de distinta amplitud tabla 3 y figura 19. La carga lateral (V) se aplicó mediante un actuador dinámico, mientras que los desplazamientos fueron medidos con LVDT (D en la figura 18). Las fisuras de cada fase se pintaron de distinto color.

Tabla 3. Fases del Ensayo de Carga Lateral Cíclica.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D1 (mm)	0.25	1.00	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00
No. Ciclos	1	2	3	3	3	3	4	4	4	4
Color	--	rosa	lila	negro	Rojo	azul	marrón	verde	naranja	celeste

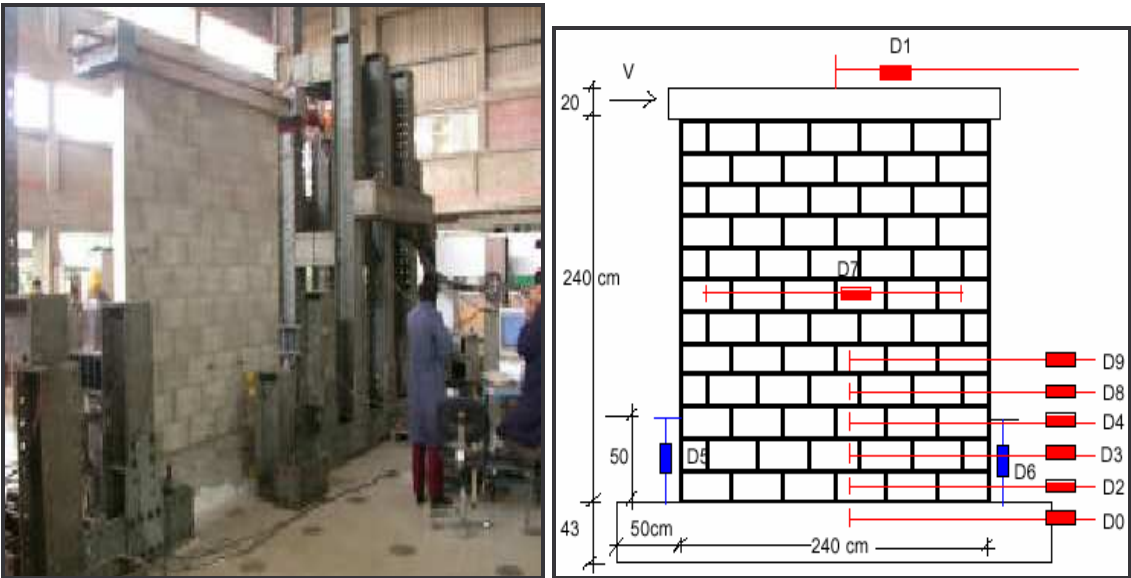
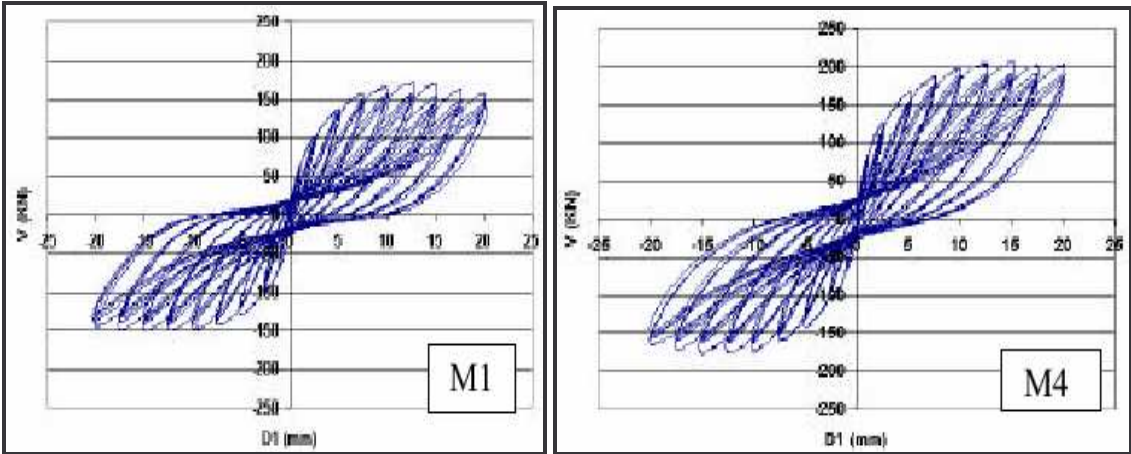
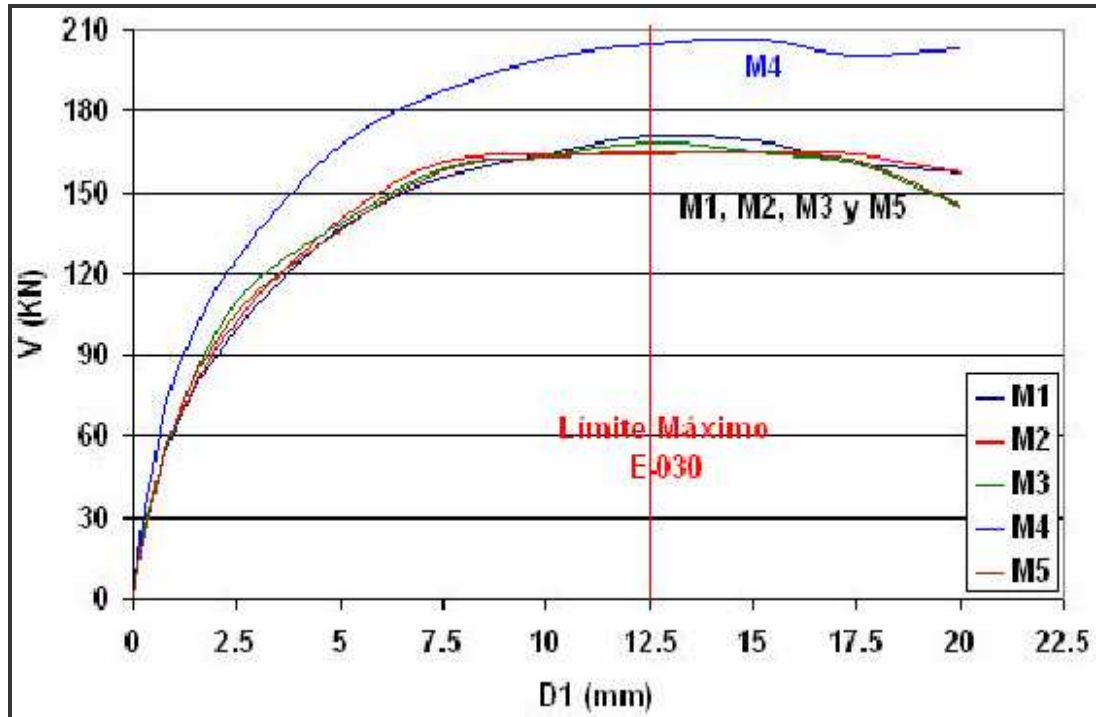


Figura 18. Vista global de los dispositivos utilizados en el ensayo de carga lateral cíclica.



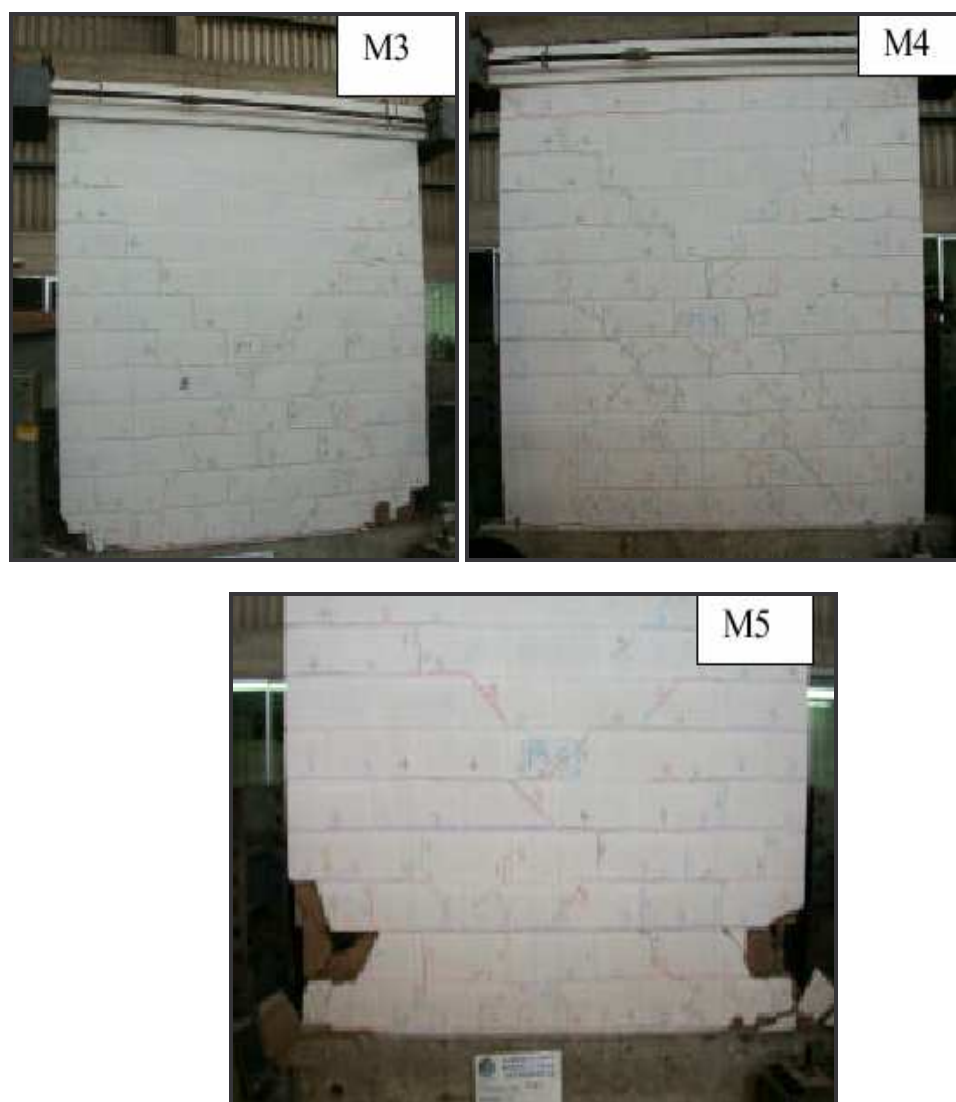


**Figura 19** Lazos histeréticos V-D1 de los muros M1 y M4 (arriba) y envoltorio V-D1 del primer ciclo para los 5 muros (derecha).

## 8. COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

A continuación se describe el comportamiento que tuvieron los muros durante el ensayo de carga lateral cíclica (figura 20), poniendo énfasis en el problema de deslizamiento. Cabe indicar que la norma sísmica (referencia 1) permite una distorsión inelástica máxima de 0.005 para los entrepisos de los edificios de albañilería armada, que en este caso se produce en la fase 7 del ensayo ( $\text{distorsión} = D1/h = 12.5 \text{ mm} / 2500 \text{ mm} = 0.005$ , figura 19-derecha), por lo que si la falla por deslizamiento se produjera en una fase mayor, carecería de importancia; sin embargo, debido a que en el experimento no se contempló una serie de factores reales, como la acción dinámica con una gran cantidad de ciclos que imprime un sismo real, se consideró prudente tomar como límite máximo un desplazamiento  $D1 = 15 \text{ mm}$  (fase 8), asociado a una distorsión de 0.006.





**Figura 20** Fase 10 D1 = 20 mm

En el muro M1 se presentaron 2 planos de deslizamiento, el primero estuvo ubicado en la base y se produjo en la fase 5, mientras que el segundo se ubicó en la base de la quinta hilada, donde terminaban las espigas, esta falla se presentó en la fase 7. En M2, el deslizamiento se produjo a través de la base durante la fase 5. En M3, la falla por deslizamiento en la base se inició en la fase 7, en tanto que M4 no tuvo problemas de deslizamiento. En M5, la falla por deslizamiento se produjo durante la fase 9 en la base de la tercera hilada, donde terminaban las espigas.

### 8.1. Observaciones Post-Ensayo

Terminado el experimento, se procedió a inspeccionar internamente el estado de cada muro (figuras 21 y 22). Esta operación se hizo con el objetivo de detectar cangrejeas, segregación del grout, el grado de adherencia mortero-bloque-grout-acero, el estado del refuerzo, etc.





**Figura 21** Muro M1. Falta de adherencia bloque-grout y juntas verticales vacías.



**Figura 22** Pandeo del refuerzo vertical por deslizamiento en la base de M3 y eliminación del pandeo al evitarse el deslizamiento en M4.

## 9. CONCLUSIONES

El objetivo principal de este proyecto, que fue controlar o eliminar la falla por deslizamiento transformándola en otra menos peligrosa como es la falla por flexión o por corte, pudo lograrse. Para ello es imprescindible el uso de espigas de 3/8", colocándolas en aquellas celdas donde no exista el refuerzo vertical calculado por flexión, y que estas espigas tengan distintas longitudes por encima de la cimentación (se propone 30 y 50 cm.), intercalándolas cada 20 cm., que es el espaciamiento entre las celdas del bloque, y anclándolas 30 cm. en la cimentación.

Cabe destacar que ninguna mejora que se haga en este tipo de muro será efectiva o se traducirá en incrementos de resistencia, si es que no se evita la falla por deslizamiento; por ejemplo, de nada servirá incrementar el refuerzo horizontal, o la adherencia bloque-grout-acero, o la eliminación de cangrejas internas (como en M5), si no se elimina la falla por deslizamiento.

### 9.1. Proceso Constructivo

1. El rayado profundo de la superficie de la cimentación (M2 a M5), mejoró la unión mortero-cimentación. Sin embargo, en la base del muro las fisuras horizontales se trasladaron a la unión bloque-mortero, por la baja adherencia que presentaron esos materiales en todas las

hiladas. De requerirse mayor resistencia sísmica, el problema de adherencia bloque-mortero puede solucionarse (referencia 4) agregando al mortero el aditivo en polvo Wacker.

2. El rayado profundo de la superficie de la cimentación y el empleo en la primera hilada de bloques recortados en sus tapas transversales para que circule el grout ocupando una mayor área, no incrementó la resistencia a corte-fricción en la base del muro, debido a que la base del grout fue cubierta por una capa lisa de lechada de cemento proveniente del mismo grout.



3. La disminución del confitillo en el grout, manteniendo el slump en 10", de una proporción tradicional cemento-arena-confitillo 1: 2½: 1½ (usada en M1), a una dosificación 1: 3: 1, disminuyó el problema de segregación del confitillo en la base del grout.



4. El tratamiento con agua hecho a los muros M4 y M5 (curado de juntas con brocha, así como el regado interno antes de vaciar el grout y regado externo después del vaciado) mejoró ligeramente la adherencia bloque-grout, al atenuar la contracción de secado del grout.
5. El empleo de cemento puzolánico IP en el grout del muro M3, redujo ligeramente el problema de contracción de secado del grout, observándose una mejor adherencia bloque-grout que la existente en los muros M1 y M2, donde se utilizó cemento Pórtland tipo I. Esta mejora no se reflejó en incrementos de resistencia porque M3 falló por deslizamiento.
6. En este proyecto no se presentaron cangrejeras en el grout en la zona de traslapes de las barras verticales, debido a que esas barras tuvieron poco diámetro (½"), por lo que no causaron mayor congestión en las celdas de los bloques.
7. Todas las barras horizontales quedaron desplazadas hacia uno de los lados del muro, debido a que se instalaron sueltas y se movieron durante el vaciado y compactación del grout. Esto podría causar con el tiempo problemas de corrosión y falta de adherencia con el grout. Para solucionar este problema se sugiere utilizar barras verticales continuas, con lo cual, las barras horizontales pueden amarrarse con la verticales, esta solución exigiría el empleo de bloques H para facilitar el asentado, o que las fábricas produzcan bloques con menor separación entre las ranuras existentes en sus tapas transversales (lugar donde se aloja el refuerzo horizontal).
8. El espacio existente entre las cintas verticales de mortero, empleadas en el muro M1 (tradicional), no fue rellenado por el grout, lo que dio lugar a una zona de debilidad. En el



resto de muros, se utilizó junta vertical llena, pero esta mejora no se reflejó en la resistencia de los muros (excepto en M4), debido a que fallaron por deslizamiento.

9. El empleo de arena seca colocada en la base del muro durante su construcción, para evitar que los desperdicios de mortero queden pegados sobre la cimentación formando juntas frías en la interfase grout-cimentación, debería descartarse, debido a que la arena seca absorbe el agua del mortero debilitando en la base del muro las uniones bloque-mortero y mortero-cimentación.

En reemplazo de la arena, es conveniente utilizar retazos de plásticos.

## 9.2. Espigas Verticales

En este proyecto se utilizaron dos tipos de espigas verticales ancladas en la cimentación y son 1) Las necesarias para traslapar las barras verticales requeridas por flexión (tipo A); y, 2) las adicionales para incrementar la resistencia a corte-fricción en la base del muro (tipo B, de 3/8" de diámetro y 30 cm. de longitud), obteniéndose las siguientes conclusiones.

1. El empleo de espigas tradicionales tipo A de la misma longitud (barras traslapadas en la misma sección transversal), causó en el muro M1 dos planos de deslizamiento: en la base y donde terminan las espigas, lo que resulta muy peligroso, especialmente cuando el muro esté sujeto a cargas sísmicas perpendiculares a su plano, en vista que se comportaría como una barra triarticulada (inestable). Incluso, los bloques ubicados en los extremos de M1 llegaron a cizallarse horizontalmente en su parte intermedia, en la zona donde terminaban las espigas.
2. El empleo de espigas tipo A con distintas longitudes (barras traslapadas en distintas secciones transversales) ubicadas alternadamente, evitó en los muros M2 y M3 el segundo plano de deslizamiento; en estos muros la falla por deslizamiento se concentró en la base.

Cabe destacar que en M3 la falla por deslizamiento se inició a partir de la fase 7 del ensayo ( $D1 = 12.5$  mm), coincidente con la distorsión máxima permitida por la norma E-030 para sismos severos, mientras que en M1 el deslizamiento se inició en una etapa temprana del ensayo (fase 5,  $D1 = 7.5$  mm), es decir, en muros reales como el M1, la falla por deslizamiento podría presentarse ante la acción de sismos moderados.

3. En el muro M4, donde se utilizó espigas tipo A con distintas longitudes y se adicionó espigas tipo B en aquellas celdas que carecían de refuerzo vertical, el comportamiento sísmico mejoró notablemente. En este muro no se produjo la falla por deslizamiento, sino más bien una falla mixta por flexión y corte, elevándose la resistencia máxima en 21% con relación a la alcanzada por M1. Cabe destacar que en M4, no se produjo el pandeo de las barras verticales extremas, a diferencia del resto de muros que tuvieron falla por deslizamiento.
4. En el muro M5, donde se utilizó barras verticales continuas y espigas tipo B en aquellas celdas que carecían de refuerzo vertical, se evitó la falla por deslizamiento en la base, pero ésta se trasladó a la base de la tercera hilada, donde terminaban las espigas, por lo que es necesario que estas espigas tengan distintas longitudes. Cabe destacar que a diferencia de M4, el muro M5 careció de las espigas tipo A, por lo que en la zona de traslape de las barras verticales, M5 tuvo la mitad de refuerzo vertical que es el elemento que controla la falla por deslizamiento.

Adicionalmente, el deslizamiento se inició después que los talones se trituraron durante la fase 9, y la trituración se debió a que el grout aún estaba húmedo producto del tratamiento con agua que tuvo M5, pese a que habían transcurrido 28 días hasta el instante del ensayo.

## REFERENCIAS

1. Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E.030. SENCICO. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. 2003.
2. Albañilería. Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.070. Documento actualmente en revisión por el Comité de Normas Técnicas E.070-SENCICO. 2003.
3. Albañilería. Normas Técnicas de Edificación E-070. ININVI. Ministerio de Vivienda. 1982.
4. Mejora de la Adherencia Bloque-Mortero. A. San Bartolomé, C. Romero y J. C. Torres. XIV
5. Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros del Perú. Iquitos. 2003.

# IDENTIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS RETICULARES MEDIANTE DATOS DE MEDICIONES DE VIBRACIÓN FORZADA

**Alejandro Ruiz Sibaja<sup>1</sup>, Jorge López Ríos<sup>1</sup>, José Miguel Martínez Jiménez<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Universidad Veracruzana; Calle de La Pérgola s/n; Facultad de Ingeniería; Xalapa, Veracruz, 91090, México; Telf. 00.52.22.88.42.17.56; Fax. 00.52.22.88.42.27.47; [aleruiz@uv.mx](mailto:aleruiz@uv.mx);

<sup>2</sup>Universidad de Córdoba; Avda. Menéndez Pidal, s/n; E. T. S. I. Agrónomos y de Montes; Telf. 00.34.957.21.83 37; 14004; Córdoba, España; [melmajij@uco.es](mailto:melmajij@uco.es)

## RESUMEN

Se presenta un modelo matemático para identificar las matrices dinámicas de rigidez y flexibilidad de estructuras reticulares a partir de datos de mediciones de vibración forzada. En el planteamiento se considera que el comportamiento del sistema estructural es lineal, elástico y no amortiguado.

La definición de las matrices dinámicas de rigidez y flexibilidad se consigue al identificar mediante mediciones de vibración: la matriz modal, las frecuencias naturales de vibración y la frecuencia de excitación. Es necesario proponer la matriz de masas del sistema por no haber sido posible deducirla experimentalmente en esta etapa de la investigación.

Se muestra la aplicación de la metodología desarrollada a un modelo estructural sencillo y se comentan los resultados obtenidos.

**Palabras Clave:** identificación, mediciones, vibración, rigidez, flexibilidad

## ABSTRACT

A mathematical model to identify the dynamic matrix of stiffness and flexibility for reticular structures from measurement data of forced vibration is presented. The model considers that the system is linear, elastic and undamped.

The dynamic stiffness and the flexibility matrix are defined once the following data is obtained by means of vibration measurements: the modal matrix, the natural vibration frequencies, and the frequency of the driving force. It is necessary to propose the structure's mass matrix since it is not possible to deduce it experimentally in this stage of the research. Some results for a simple structural model are included and discussed.

**Keywords:** identification, measurements, vibration, stiffness and flexibility

## 1. INTRODUCCION

En general los sistemas estructurales están sometidos a cargas que varían en el tiempo tal como las que se originan por viento, oleaje, sismos y maquinaria. El efecto de estas cargas

sobre la estructura origina una respuesta dinámica que es de suma importancia para el ingeniero diseñador debido a que la respuesta dinámica puede exceder a la respuesta estática en un factor significativo.

El gran avance de la computación como ayuda de cálculo ha permitido el desarrollo de numerosos modelos matemáticos para analizar el comportamiento dinámico de las estructuras reticulares. Sin embargo, la complejidad de estos sistemas hace necesario confirmar y mejorar estos modelos mediante técnicas experimentales. La utilización de métodos para identificación de sistemas permite que los resultados experimentales puedan usarse para definir con mejor precisión sus características dinámicas y calibrar sus modelos matemáticos.

Debido a la importancia de la infraestructura industrial para la economía de México se ha hecho necesario el desarrollar algunas metodologías para la determinación de las características dinámicas de estructuras sometidas a carga de maquinaria. Entre estas metodologías destacan aquellas que se basan en el análisis de la señal de vibración en el dominio de la frecuencia. A partir de estas metodologías es posible evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras industriales para contar con una estimación realista de los parámetros dinámicos que caracterizan al sistema estructural y con base en ello determinar las fuerzas dinámicas generalizadas que actúan sobre la estructura en condiciones de operación.

En este trabajo se desarrolla una metodología para utilizar los resultados de mediciones de vibración efectuadas directamente en campo y a partir de estos datos hacer predicciones del comportamiento de estructuras sometidas a vibración forzada.

## 2. IDENTIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

### 2.1 Análisis de señales

Mediante un análisis en el dominio de la frecuencia es posible determinar el sentido y la interdependencia estadística de los movimientos de una estructura (Goldman, 1999). Para tal fin es necesario estudiar estos movimientos en varios puntos en las frecuencias de resonancia del sistema (Espinoza Barreras, 1999). El procedimiento experimental consiste en analizar dos señales simultáneamente, en donde uno de los acelerómetros se coloca como referencia mientras que el otro se sitúa en puntos estratégicos sobre la estructura con el propósito de definir mejor el modo que se pretende medir.

Como primer paso se evalúa la Transformada Finita de Fourier de la señal (empleando el algoritmo conocido como Transformada Rápida de Fourier) mediante la siguiente expresión (Brighan, 1997):

$$x(f) = \int_0^t x(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (1)$$

En esta expresión  $x(f)$  es la señal registrada,  $t$  define la ventana de medición,  $j$  es  $(-1)^{1/2}$  y  $f$  es la frecuencia de análisis. La ecuación (1) define la forma en que una señal se distribuye con la frecuencia. Si al resultado de esta expresión se le calcula su módulo y se eleva al cuadrado se obtiene el espectro de potencia de  $x(t)$ .

Por otra parte, durante el proceso de medición se pueden registrar varias señales simultáneamente, por lo que se puede calcular su función de correlación cruzada, esto es:

$$R_{xy}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^t x(t)y(t+\tau)dt \quad (2)$$

En la Relación 2, y  $(t+\tau)$  representa otra de las señales registradas siendo  $\tau$  un tiempo de retraso. Esta función permite estimar en qué orden una señal se correlaciona con otra, en qué medida las señales fueron originadas por la misma fuente y con qué retraso, y detectar la presencia de ruido o señales extrañas. Cuando la Ecuación 2 se aplica sobre la misma señal se obtiene la función de autocorrelación:

$$R_{xx}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t)x(t+\tau)dt \quad (3)$$

Utilizando el concepto de Transformada Finita de Fourier, ecuación (1), en las Ecuaciones 2 y 3, se obtienen:

$$F_{xy}(f) = \int_0^T R_{xy}(t)e^{-j2\pi ft}dt \quad (4)$$

$$F_{xx}(f) = \int_0^T R_{xx}(t)e^{-j2\pi ft}dt \quad (5)$$

Las Expresiones 4 y 5 son, respectivamente, las transformadas de las funciones de correlación y autocorrelación. Una aplicación de la función  $F_{xy}(f)$  consiste en el cálculo del ángulo de fase entre las componentes imaginaria y real de una señal. Este ángulo se define de la siguiente manera:

$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \left( \frac{Q_{xy}(f)}{C_{xy}(f)} \right) \quad (6)$$

En donde  $Q_{xy}(f)$  y  $C_{xy}(f)$  representan respectivamente las partes imaginaria y real de  $F_{xy}(f)$ . La interpretación física de este concepto se base en el hecho de que para cada frecuencia natural, la función de transferencia de fase correspondiente (relación de fase entre ambas señales) es cercana a 0 o 180 grados.

Las transformadas de las funciones de correlación y autocorrelación resultan de utilidad en el cálculo de las funciones de coherencia y transferencia:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|F_{xy}(f)|^2}{F_{xx}(f)F_{yy}(f)} \quad (7)$$

$$H_{xy}(f) = \frac{F_{yy}(f)}{F_{xx}(f)} \quad (8)$$

En estas expresiones  $\gamma_{xy}(f)$  es la función de coherencia,  $H_{xy}(f)$  es la función de transferencia y  $F_{yy}(f)$  denota la transformada de la función de autocorrelación de la señal  $y(t)$ . La principal utilidad de la función de coherencia radica en que proporciona una medida del grado de linealidad entre dos señales. Los valores de esta función van de 0 a 1. Cuando se alcanza el valor de 1 se dice que existe una perfecta relación lineal entre ambas señales.

## 2.2 Determinación de parámetros estructurales

La principal utilidad de los conceptos descritos, dentro de un contexto de análisis dinámico estructural, radica en la estimación de las frecuencias y modos naturales de vibración que corresponden a los sistemas analizados. Para ello se procede de la siguiente manera:

- a) De los espectros de potencia,  $(|x(f)|)^2$ , se determinan las frecuencias en las cuales se generan los picos más grandes. Un pico está asociado a un valor máximo de  $(|x(f)|)^2$ . Estos picos representan estimaciones preliminares de las frecuencias naturales de vibración.
- b) Se calculan las Transformadas Finitas de Fourier de las funciones de correlación entre dos señales registradas para una misma medición. A estas transformadas se les obtiene su módulo y se eleva al cuadrado. Los resultados se dibujan en función de la frecuencia. En estas figuras se detectan los valores de frecuencia en que ocurren los picos o valores máximos de  $|F_{xy}(f)|^2$ . Aquellos que coincidan con los detectados en el inciso anterior se podrán considerar como asociados a las frecuencias naturales de vibración.
- c) Se obtiene la función de Transferencia de Fase entre las señales utilizadas en el inciso (b) y se dibujan en función de la frecuencia. Para aquellos valores detectados como frecuencias naturales de vibración se obtiene la magnitud de la Función de Transferencia de Fase. De acuerdo con ello se define el modo dominante de vibración (lateral, vertical, torsional) asociado a la frecuencia pico.
- d) Se dibujan las Funciones de Coherencia entre las señales analizadas con el objeto de estimar la magnitud de los posibles ruidos registrados durante el proceso de medición de las señales.
- e) Conocidas las frecuencias de interés, se procede a calcular la forma relativa de los modos de vibración con ayuda de la expresión (Bendat and Piersol, 1961)

$$\varphi_i(y_i) = \sqrt{F_{y_i y_j}(f_i)} \quad (9)$$

Donde  $F_{y_i y_j}$  es la transformada de la función de autocorrelación para la frecuencia  $f_i$  asociada al punto de medición  $j$ . Esta última expresión equivale a dibujar el espectro de potencia, para el modo de interés, en diferentes puntos de medición de la estructura. ( $y_j$ ) y después unir los picos que correspondan a las frecuencias naturales detectadas ( $f_i$ ).

## 2.3 Matriz dinámica de flexibilidad

En este apartado se desarrolla un modelo para determinar la matriz dinámica de flexibilidad de una estructura reticular sometida a vibración forzada. Se acepta que el sistema estructural es lineal, elástico y no amortiguado. En consecuencia, por definición de modo de vibración (Clough and Penzien, 1975)

$$[K] - p_i^2 [M] \{U_i\} = \{0\} \quad (10)$$

En donde  $[K]$  es la matriz estática de rigidez,  $p_i$  es la frecuencia natural de vibración ( $p_i = 2\pi f_i$ ),  $[M]$  es la matriz de masas,  $\{U_i\}$  es el vector modal asociado a  $p_i$ . A partir de la Expresión 10 puede demostrarse que (Ruiz Sibaja, 1991)

$$\{U_i\}^T [K] \{U_j\} = p_j^2 \{U_i\}^T [M] \{U_j\} \quad (11)$$



Por otra parte para una estructura sometida a vibración forzada la ecuación de movimiento es (Paz, 1997)

$$[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}] \{\mathbf{x}_0\} = \{\mathbf{F}_0\} \quad (12)$$

En la Expresión 12  $\{\mathbf{x}_0\}$  es el vector de amplitudes de desplazamiento,  $\omega$  es la frecuencia de excitación y  $\{\mathbf{F}_0\}$  es el vector de amplitudes de la carga de excitación. La amplitud de la respuesta dinámica se obtiene como (Clough and Penzien, 1975):

$$\{\mathbf{x}_0\} = \sum_{i=1}^n \alpha_i \{\mathbf{U}_i\} \quad (13)$$

En la cual  $\alpha_i$  es la amplitud modal y  $\{\mathbf{U}_i\}$  el vector modal. Al sustituir la Ecuación 13 en la Ecuación 12 y considerar la Ecuación 11 se obtiene la expresión para la amplitud modal (López Ríos, 1990)

$$\alpha_i = \frac{\{\mathbf{U}_i\}^T \{\mathbf{F}_0\}}{\{\mathbf{U}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{U}_i\} (p_i^2 - \omega^2)} \quad (14)$$

Al incorporar la Ecuación 14 en la Ecuación 13 resulta

$$\{\mathbf{x}_0\} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{(p_i^2 - \omega^2)} \frac{1}{\{\mathbf{U}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{U}_i\}} \{\mathbf{U}_i\} \{\mathbf{U}_i\}^T \{\mathbf{F}_0\} \quad (15)$$

Se establecen las siguientes definiciones

$$B_i = p_i^2 - \omega^2 \quad (16)$$

$$\Omega_i = \{\mathbf{U}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{U}_i\} \quad (17)$$

Se obtiene, a partir de la Ecuación 15, la expresión para la matriz dinámica de flexibilidad

$$[\mathbf{F}_{din}] = \sum_{i=1}^n \frac{1}{B_i \Omega_i} \{\mathbf{U}_i\} \{\mathbf{U}_i\}^T \quad (18)$$

En esta expresión es necesario conocer la frecuencia de excitación, la frecuencia natural de vibración y los vectores modales para determinar la matriz dinámica de flexibilidad de una estructura reticular,  $[\mathbf{F}_{din}]$ .

### 2.3 Matriz dinámica de rigidez

A partir de la Ecuación 13 se puede demostrar que (Ruiz Sibaja, 1991)

$$\{\mathbf{U}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{x}_0\} = \alpha_i \{\mathbf{U}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{U}_i\} \quad (19)$$

En esta expresión puede incorporarse la expresión para la amplitud modal, Ecuación 14, de lo cual resulta

$$\{U_i\}^T [M] \{x_0\} = \frac{\{U_i\}^T \{F_0\}}{(p_i^2 - \omega^2)} \quad (20)$$

Que también puede escribirse

$$B_i \{U_i\}^T [M] \{x_0\} = \{U_i\}^T \{F_0\} \quad (21)$$

Al premultiplicar por  $[M]$  y luego por  $\{U_i\}$  la Ecuación 21 puede llevarse a la forma (Ruiz Sibaja, 1991)

$$[M] \{U_i\} (\Omega_i)^{-1} B_i \{U_i\}^T [M] \{x_0\} = \{F_0\} \quad (22)$$

E incorporando la Ecuación 12 en la Ecuación 22 y considerando la participación de todos los modos de vibración resulta

$$\sum_{i=1}^n [M] \{U_i\} (\Omega_i)^{-1} B_i \{U_i\}^T [M] = [K - \omega^2 M] \quad (23)$$

Finalmente

$$[K_{din}] = \sum_{i=1}^n [M] \{U_i\} (\Omega_i)^{-1} B_i \{U_i\}^T [M] \quad (24)$$

Mediante la Ecuación 24 se puede obtener la matriz dinámica de rigidez,  $[K_{din}]$ , de una estructura reticular. Al igual que en la Ecuación 18 es necesario conocer la frecuencia de excitación, la frecuencia natural de vibración, la matriz de masas y los vectores modales para determinar  $[K_{din}]$ .

### 3. CALIBRACIÓN DEL MODELO DESARROLLADO

#### 3.1 Modos de vibración medidos

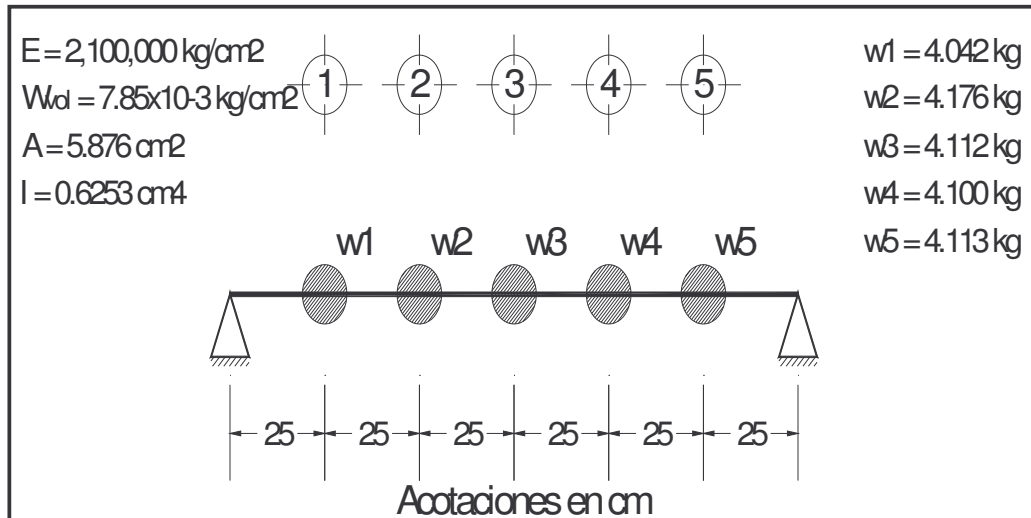
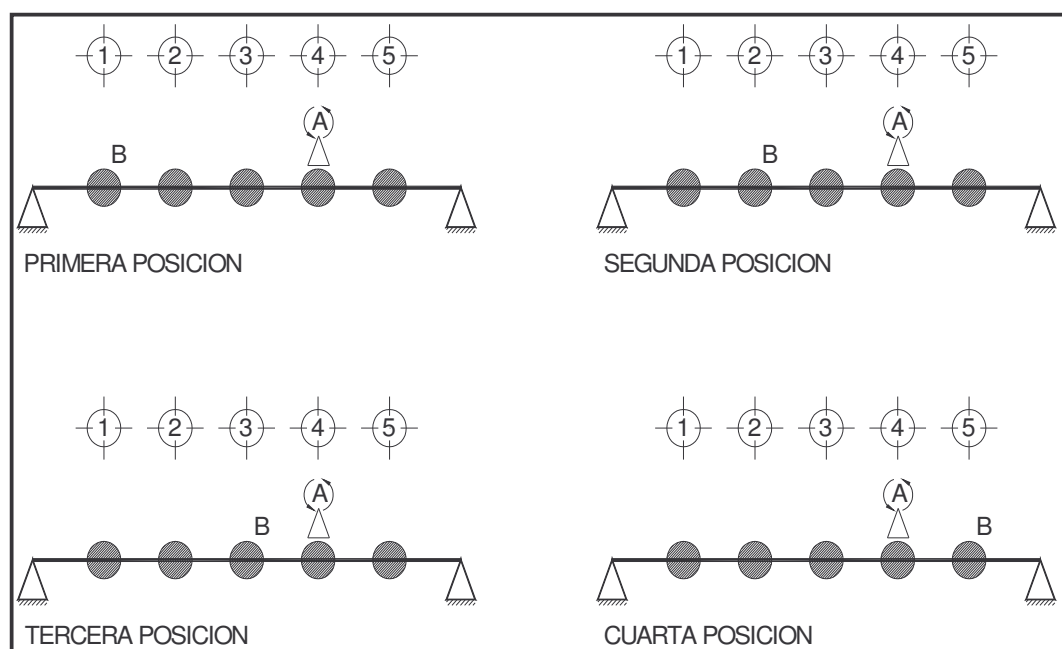


Figura 1 Modelo estructural experimental.

A fin de realizar una calibración preliminar del modelo desarrollado previamente, se llevaron a cabo pruebas de vibración forzada sobre una viga de acero doblemente articulada (figura 1). Esta viga, además de su propio peso, carga cinco pesos concentrados también de acero. La vibración forzada de la viga se consiguió mediante un motor eléctrico de 117 V, el cual hace girar un vástago con un peso de 20 grs. concentrado en el extremo del mismo. En la prueba inicial la frecuencia de excitación se estableció en 12.20 Hz.

Se utilizó un equipo de medición a base de dos acelerómetros piezoeléctricos y un analizador de espectros con dos canales de entrada. Los acelerómetros utilizados tienen una gama muy extensa de frecuencias (de 1 a 1000 Hz) y muy buena linealidad en todas ellas (Endevco, 1971). Estos acelerómetros se conectaron a cables blindados para enviar la señal de vibración al analizador de espectros. El analizador que se usó cubre el intervalo de frecuencias de 0.02 Hz a 25 KHz. (Hewlett Packard, 1979). A la señal registrada en cada uno de los acelerómetros se le hizo un muestreo y se procesó mediante un filtro digital antes de almacenarla en la memoria del aparato. Estos datos almacenados en la memoria se analizaron mediante la Transformada Rápida de Fourier.

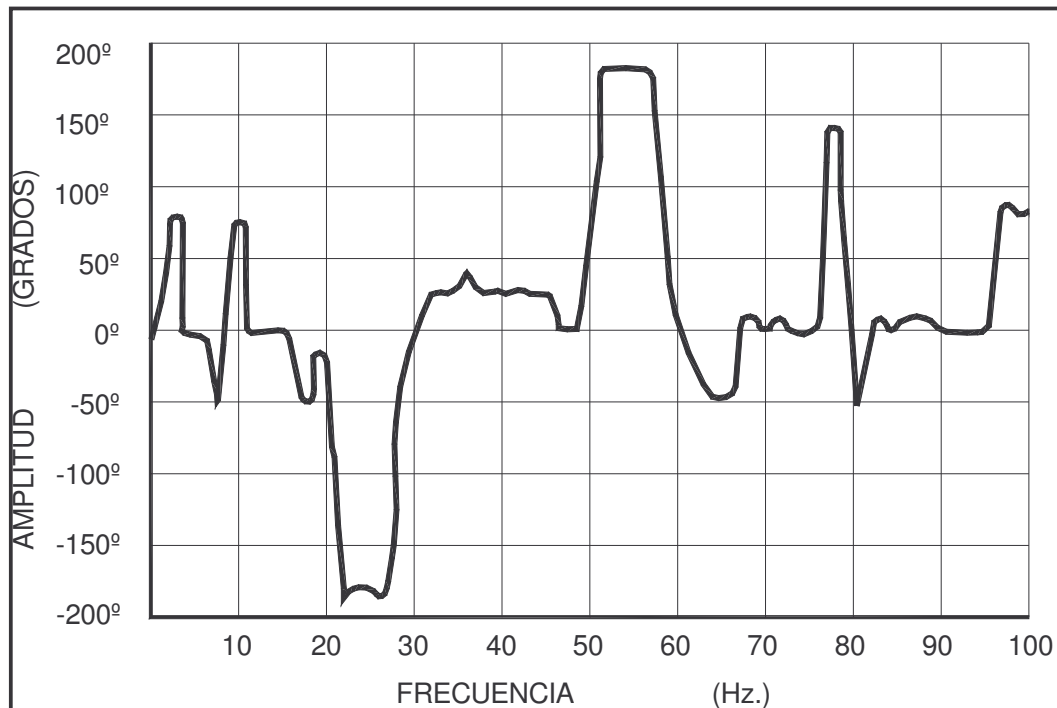
El procedimiento de medición consistió en analizar dos señales simultáneamente. Uno de los acelerómetros se colocó fijo como referencia (canal A), mientras que el otro se situó en puntos estratégicos sobre la viga (canal B), con el fin de definir la respuesta dinámica a medir.



**Figura 2** Posiciones de medición de los acelerómetros.

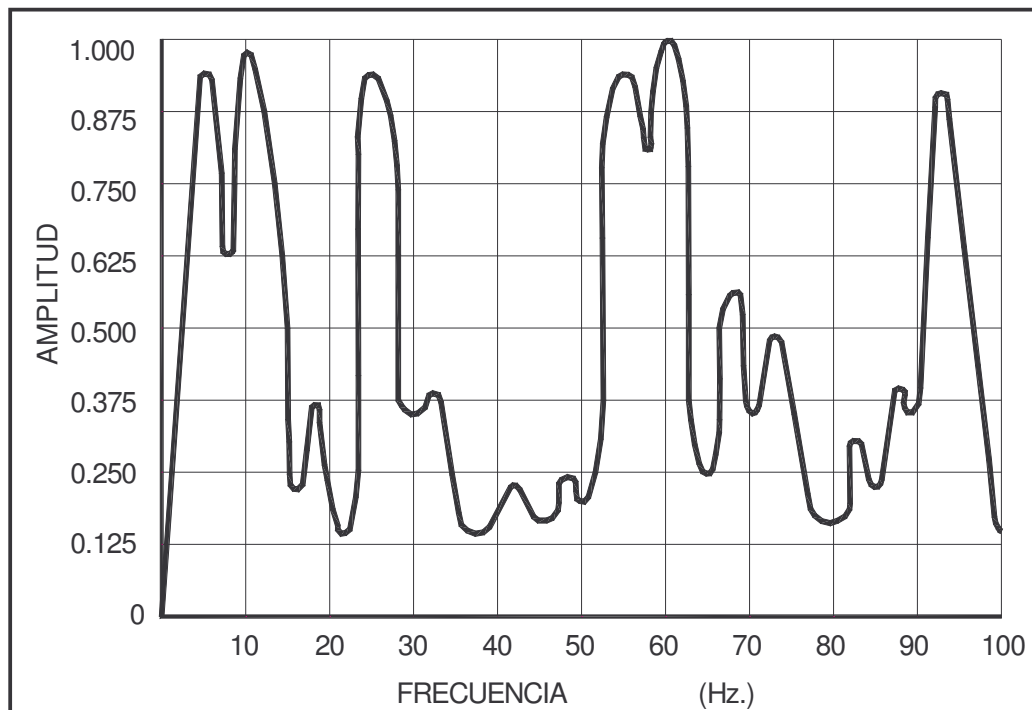
De esta manera se seleccionaron cuatro posiciones diferentes de los acelerómetros (figura 2), para realizar series de mediciones sobre la viga de acero. En las figuras 3 y 4 se muestran, para la primera posición de medición, los espectros de transferencia de fase y de coherencia en el dominio de la frecuencia, en el intervalo de 0 a 100 Hz, después de efectuar 32 promedios RMS. En todos los casos se tomó como referencia el acelerómetro del canal A.

Se observa que en los 6 Hz el valor de la función de transferencia de fase (Figura 3) es cercano a  $0^\circ$  ( $-4^\circ$ ), lo cual indica que las señales de los canales A y B están en fase en esa frecuencia. Además el valor de la función de coherencia (Figura 4) cercano a 1.0 (0.94) señala que se trata de la misma respuesta dinámica (en este caso el primer modo de vibración).



**Figura 3** Función de transferencia de fase para la primera posición de medición.

En 24.10 Hz el valor de la función de transferencia de fase (figura 3) es de  $180^\circ$ , indicando así que la señal registrada por el acelerómetro del canal B está desfasada en  $180^\circ$  con respecto a la señal del canal A. El valor de 0.93 de la función de coherencia (Figura 4) confirma que se trata del segundo modo de vibración.



**Figura 4** Función de coherencia para la primera posición de medición.

En la tabla 1 se resumen los valores obtenidos, a partir de los espectros en el dominio de la frecuencia, para los cinco primeros modos de vibración que pudieron medirse en la viga. De acuerdo con los datos de la tabla 1 se pueden formar los vectores característicos que corresponden a los modos de vibración de la estructura, esto se consigue al considerar las amplitudes registradas en cada posición y el comportamiento de las funciones de transferencia de fase y de coherencia.

### 3.2 Matriz dinámica de flexibilidad medida

En la figura 1 se resumen las características geométricas y de material del modelo estructural experimental utilizado durante las pruebas de vibración forzada. De acuerdo con los datos de esta figura se calculó una matriz teórica de masas concentradas (ecuación 29). Mediante la aplicación de la ecuación 18 se obtuvo la matriz dinámica de flexibilidad medida. En el cálculo se consideró la participación de los modos medidos de vibración 1,2, 3, 4 y 5 y de la matriz de masas teórica, el resultado se muestra en la ecuación 25

**Tabla 1** Resumen de resultados de mediciones de vibración

Frecuencia (Hz)	Amplitud (mV)		Transferencia Amplitud	Transferencia Fase	Coherencia
	Canal A	Canal B			
Primera Posición					
6.00	15.40	8.79	0.571	-4°	0.94
12.20*	29.86	31.63	1.059	0°	0.98
24.10	10.22	9.37	0.917	-180°	0.93
54.60	1.29	20.16	15.625	182°	0.92
93.40	8.44	7.74	0.917	-9°	0.90
133.80	8.52	5.00	0.587	165°	0.76
Segunda Posición					
6.00	15.40	15.49	1.006	-4°	0.98
12.20*	29.86	49.94	1.672	2°	0.97
24.10	10.22	10.31	1.009	-183°	0.91
54.60	1.29	1.29	1.000	-175°	0.91
93.40	8.44	7.82	0.927	-171°	0.88
133.80	8.52	8.25	0.968	11°	0.74
Tercera Posición					
6.00	15.40	17.66	1.147	-3°	0.99
12.20*	29.86	46.90	1.571	2°	0.98
24.10	10.22	0.63	0.062	183°	0.91
54.60	1.29	20.96	16.250	-6°	0.91
93.40	8.44	0.54	0.064	170°	0.87
133.80	8.52	9.76	1.145	167°	0.76
Cuarta Posición					
6.00	15.40	8.82	0.573	4°	0.99
12.20*	29.86	22.98	0.770	1°	0.98
24.10	10.22	9.35	0.915	3°	0.92
54.60	1.29	18.14	14.063	-171°	0.88
93.40	8.44	7.72	0.915	-170°	0.88
133.80	8.52	4.82	0.566	166°	0.76
* frecuencia de excitación					

$$[F_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ -0.264 & -4.387 & -9.306 & -11.058 & -7.039 \\ & -9.475 & -15.383 & -17.424 & -11.059 \\ & & -16.731 & -15.698 & -9.658 \\ \text{SIMÉTRICA} & & & -9.357 & -4.503 \\ & & & & -0.444 \end{bmatrix} \times 10^{-3} \quad (25)$$

La norma Frobenius de esta matriz es

$$\| [F_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} \|_2 = \sqrt{\sum f_{ij}^2} = 5.530 \times 10^{-2} \quad (26)$$

### 3.2 Matriz dinámica de rigidez medida

Mediante la aplicación de la expresión 24 se obtiene, considerando la participación de los modos medidos de vibración 1, 2, 3, 4 y 5 y de la matriz de masas teórica

$$[K_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ 746.728 & -739.631 & 303.722 & -100.454 & 40.133 \\ & 1095.434 & -834.956 & 333.080 & -83.104 \\ & & 1155.042 & -877.672 & 353.329 \\ \text{SIMÉTRICA} & & & 1159.323 & -783.481 \\ & & & & 722.416 \end{bmatrix} \quad (27)$$

Cuya norma Frobenius es

$$\| [K_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} \|_2 = \sqrt{\sum k_{ij}^2} = 3302.933 \quad (28)$$

### 3.3 Matrices de flexibilidad y rigidez teóricas

Se llevó a cabo el análisis modal del modelo estructural para encontrar las frecuencias naturales teóricas de vibración. De esta manera se obtuvieron los modos naturales de vibración cuyas frecuencias respectivas son  $p_1 = 6.172$  Hz,  $p_2 = 24.698$  Hz,  $p_3 = 55.355$  Hz,  $p_4 = 95.664$  Hz y  $p_5 = 136.678$  Hz. Al considerar la matriz de masas teórica (Ecuación 29), los modos de vibración y sus frecuencias, se obtuvieron las matrices dinámicas de flexibilidad y rigidez teóricas,  $[F'_{\text{din}}]$  y  $[K'_{\text{din}}]$ .

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ 4.120 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.257 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.192 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.179 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.193 \end{bmatrix} \times 10^{-3} \quad (29)$$



A estas matrices se les calculó la norma Frobenius para comparar el resultado contra lo que se presenta en las Ecuaciones 26 y 28. En las Ecuaciones 29 y 30, se muestran los valores obtenidos para  $\| [F'_{\text{din}}] \|_2$ , y  $\| [K'_{\text{din}}] \|_2$ , respectivamente.

$$\| [F'_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} \|_2 = \sqrt{\sum f_{ij}^2} = 5.607 \times 10^{-2} \quad (30)$$

$$\| [K'_{\text{din}}]_{1,2,3,4,5} \|_2 = \sqrt{\sum k_{ij}^2} = 3447.673 \quad (31)$$

Al comparar los valores dados en las ecuaciones 26 y 28 ( $\| [F_{\text{din}}] \|_2$ , y  $\| [K_{\text{din}}] \|_2$ ), contra lo que se presenta en las Ecuaciones 30 y 32 ( $\| [F'_{\text{din}}] \|_2$ , y  $\| [K'_{\text{din}}] \|_2$ ) se observa una buena aproximación entre lo que se obtiene mediante mediciones de vibración forzada y lo pronosticado por la teoría.

### 3.3 Comportamiento del modelo para diferentes frecuencias de excitación

Para realizar una calibración más amplia del modelo de análisis propuesto se estudió su respuesta ante diferentes frecuencias de excitación. Se aplicaron seis diferentes frecuencias de excitación:  $\omega_1 = 76.655$  rad/seg,  $\omega_2 = 219.597$  rad/seg,  $\omega_3 = 439.195$  rad/seg,  $\omega_4 = 658.792$  rad/seg,  $\omega_5 = 878.389$  rad/seg y  $\omega_6 = 1097.987$  rad/seg. Para cada prueba de vibración forzada se obtuvieron las matrices  $[F_{\text{din}}]$  y  $[K_{\text{din}}]$ , es decir, se determinaron seis matrices  $[F_{\text{din}}]$  y seis matrices  $[K_{\text{din}}]$ . Se calculó la norma Frobenius para cada una de estas matrices y los valores obtenidos se escalaron respecto de los mayores valores calculados para  $\| [F_{\text{din}}] \|_2$  y  $\| [K_{\text{din}}] \|_2$ , respectivamente, de forma tal que se fijó una escala horizontal entre 0 y 1.

En la figura 5 se muestra el comportamiento en función de la participación modal, de la norma  $\| [F_{\text{din}}] \|_2$  escalada, para diferentes frecuencias de excitación.

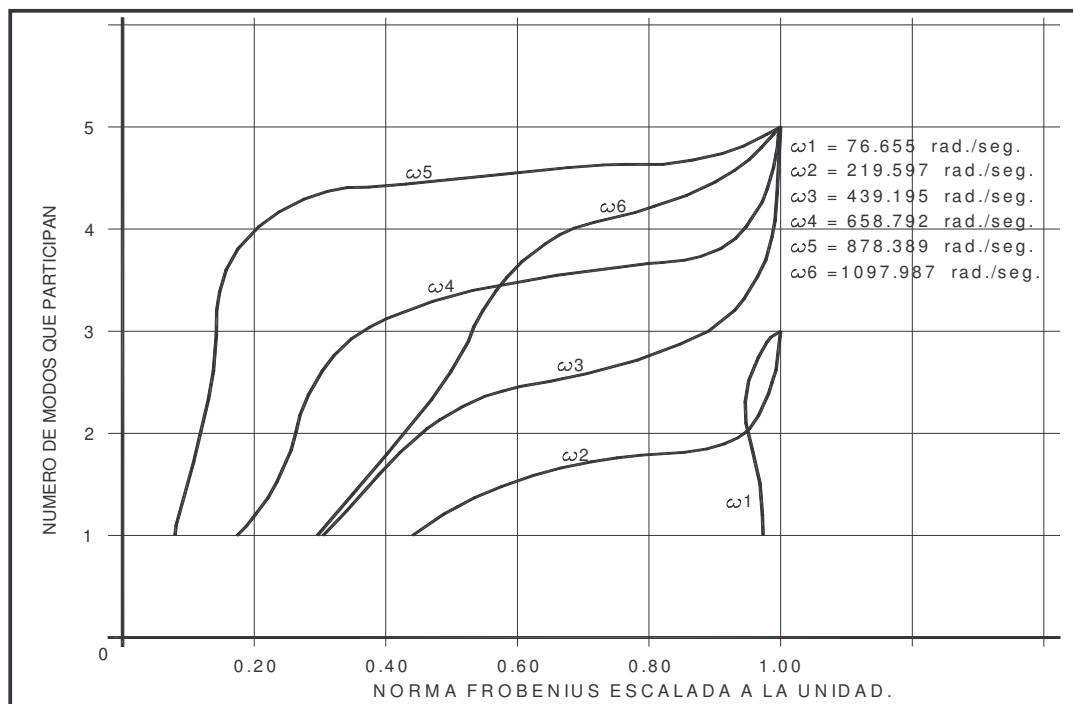
A partir de la figura 5 pueden considerarse los siguientes intervalos de comportamiento de  $\| [F_{\text{din}}] \|_2$

$$0 < \omega_i < \frac{1}{4}(p_1 + p_5) \quad (32)$$

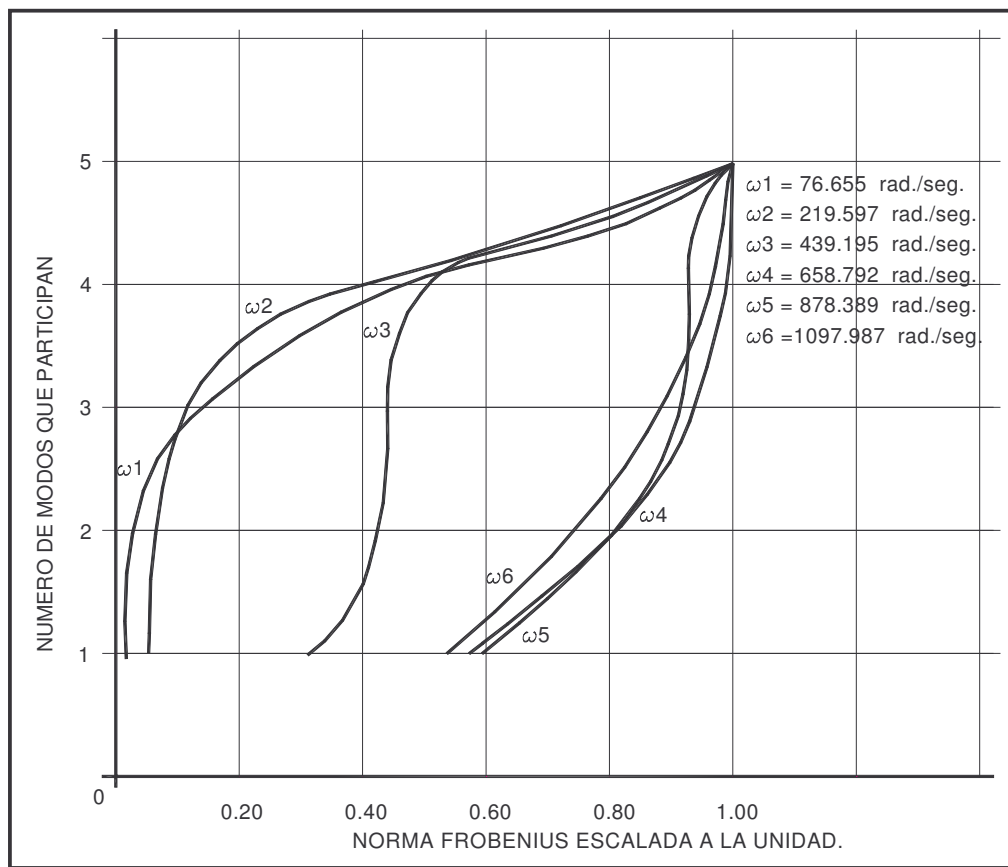
$$\frac{1}{4}(p_1 + p_5) < \omega_i < \frac{3}{4}(p_1 + p_5) \quad (33)$$

$$\frac{3}{4}(p_1 + p_5) < \omega_i < \frac{5}{4}(p_1 + p_5) \quad (34)$$

Para el primer intervalo se observa que  $\| [F_{\text{din}}] \|_2$  tiende a mantenerse constante a partir de la participación del 60% de la matriz modal (los tres primeros modos de vibración). Esto significa que para este intervalo de excitación, la definición de  $[F_{\text{din}}]$  no presenta variaciones apreciables a partir de la participación del tercer modo de vibración. En el segundo intervalo, el comportamiento de  $\| [F_{\text{din}}] \|_2$  tiende a mantenerse constante a partir de la participación del 80% de la matriz modal, es decir, que se requiere de los cuatro primeros modos de vibración para que la definición de  $[F_{\text{din}}]$  no presente variaciones notorias. Conforme la frecuencia de excitación incursiona hacia valores superiores se hace necesaria la participación del 100% de la matriz modal, esto se advierte en el tercer intervalo, en el cual se necesitan de los cinco modos de vibración para que  $[F_{\text{din}}]$  alcance una buena definición.



**Figura 5** Comportamiento de  $|| [F_{din}] ||_2$  para diferentes frecuencias de excitación.



**Figura 6** Comportamiento de  $|| [K_{din}] ||_2$  para diferentes frecuencias de excitación.

En la figura 6 se muestra el comportamiento en función de la participación modal, de la norma  $\| [K_{din}] \|_2$  escalada, para diferentes frecuencias de excitación. Pueden considerarse los siguientes intervalos de comportamiento de  $\| [K_{din}] \|_2$ :

$$0 < \omega_i < \frac{3}{4}(p_1 + p_5) \quad (35)$$

$$\frac{3}{4}(p_1 + p_5) < \omega_i < \frac{5}{4}(p_1 + p_5) \quad (36)$$

Para el primer intervalo, se advierte que es necesario contar con la participación del 100% de la matriz modal para alcanzar una buena definición de  $[K_{din}]$ . En el segundo intervalo, el comportamiento de  $\| [K_{din}] \|_2$  se mantiene casi constante a partir de la participación del 80% de la matriz modal, por lo tanto, sólo se necesitan cuatro modos de vibración para que la definición de  $[K_{din}]$  no presente variaciones apreciables.

## 4. CONCLUSIONES

Se presentó una metodología para deducir las matrices dinámicas de flexibilidad y rigidez a partir de datos de mediciones de vibración forzada. En esta etapa de la investigación, es necesario proponer la matriz de masas del sistema por no haber sido posible deducirla experimentalmente. Aunque el estudio de un modelo de laboratorio con cinco masas concentradas no justifica una generalización, los resultados obtenidos con la metodología propuesta muestran que es posible determinar, con una aproximación adecuada, las matrices dinámicas de flexibilidad y rigidez, para estructuras sometidas a vibración forzada.

En las pruebas realizadas lograron identificarse cinco modos de vibración en flexión del modelo estructural experimental. Las calibraciones del modelo matemático muestran que se obtiene una mejor definición de  $[F_{din}]$  cuando la frecuencia de excitación se encuentra en la vecindad de las primeras frecuencias naturales de vibración. Por el contrario, se observó una mejor aproximación hacia  $[K_{din}]$  cuando la frecuencia de excitación incursiona en el intervalo de las frecuencias naturales de vibración superiores. Los resultados obtenidos muestran, en general, que puede obtenerse una buena aproximación de  $[F_{din}]$  cuando se conoce el 60% de la matriz modal. En cambio, la definición de  $[K_{din}]$  requiere del conocimiento del 80% de la matriz modal. Se advirtió una gran similitud entre lo que se obtiene mediante mediciones de vibración forzada y lo pronosticado por la teoría, probablemente porque se trata de una estructura sencilla.

## REFERENCIAS

1. Goldman, S., (1999), Vibration spectrum analysis: a practical approach, Industrial Press.
2. Espinoza Barreras, F., (1999), Determinación de las características dinámicas de estructuras, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería de Terreno, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
3. Brigham, E. O., (1997), Fast Fourier Transform and its applications, Prentice Hall.
4. Bendat, J. S. And Piersol, A. G., (1971), Random data: Analysis and measurements procedures, Wiley Interscience.
5. Clough, R. W. and Penzien, J., (1975), Dynamics of structures, McGraw Hill.

6. Ruiz Sibaja, A., (1991), Análisis y síntesis dinámicos de estructuras costa afuera sujetas a carga de maquinaria reciprocante, Tesis de Maestría, SEPI-ESIA-Zacatenco, Instituto Politécnico Nacional, México, D. F., México.
7. Paz, M., (1997), Structural dynamics: theory and computation, Kluwer Academic Publishers.
8. Endevco division of Becton, Dickinson and Company, (1971), Vibration computer, Endevco.
9. Hewlett Packard, (1979), Operating manual model 3582A spectrum analyzer, Hewlett Packard.

# ESTADO ACTUAL Y FUTURO DE LA NORMATIVIDAD

**Mario Ordaz**

Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria,  
04510 México, DF. [mors@pumas.iingen.unam.mx](mailto:mors@pumas.iingen.unam.mx)

## RESUMEN

Se hacen comentarios sobre los llamados criterios de diseño sísmico por desempeño, indicando qué partes de estos criterios, a juicio del autor, constituyen aportaciones novedosas, y qué partes son ideas antiguas con nuevos nombres. Se hace ver que ciertas porciones de los criterios de diseño por desempeño han estado incluidas desde hace muchos años en las normas convencionales. Posteriormente, se señalan algunos inconvenientes prácticos que hay en la aplicación de los criterios de diseño por desempeño, muchos de los cuales no son exclusivos de este nuevo enfoque, sino que son, desde hace tiempo, limitaciones del diseño sísmico a secas. Finalmente, se indican algunos de los puntos en que las normas mexicanas están actualmente anticuadas y se esbozan algunos caminos para mejorarlas, no necesariamente en el marco del diseño por desempeño sino en el marco del diseño racional.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las normas de diseño por sismo en México tienen más de 50 años de antigüedad. En varios momentos de su historia, las normas mexicanas han aportado ideas y prácticas novedosas, algunas de las cuales han sido adoptadas después en normas de otros países (Fukuta, 1991): en 1942, los factores de importancia; en 1957, la distribución de fuerzas sísmicas con la altura del edificio, el método dinámico de análisis, la limitación de desplazamiento lateral en las estructuras y la obligatoriedad de uso de coeficientes mayores en la zona de lago; en 1976, factores novedosos de reducción por ductilidad.

En la actualidad, sin embargo, muchas de las normas mexicanas son relativamente antiguas, por lo que no reflejan todos los avances recientes en la materia.

En el presente trabajo se hace una breve reflexión sobre el estado actual de la normatividad en nuestro país y sobre qué modificaciones serían pertinentes a la luz de los llamados criterios de diseño por desempeño.

Pero antes de discutir sobre las normas mexicanas, a continuación se hacen algunos comentarios sobre los propios criterios de desempeño, con el fin de hacer ver algunos inconvenientes prácticos para su aplicación y con la intención de señalar que algunos de estos criterios han estado presentes en las normas mexicanas desde hace mucho tiempo.

## 2. QUÉ NO ES NUEVO EN EL DISEÑO POR DESEMPEÑO

### 2.1. Tener objetivos de diseño

Diversos autores han señalado (*e.g.*, Hadjian, 2002) que el diseño siempre ha tenido objetivos de desempeño. Las estructuras siempre se han diseñado para que “hagan algo”, es decir, para que tengan un cierto desempeño que alguien ha visualizado de antemano. Por esta razón, el

nombre “diseño por desempeño” es desafortunado y para muchos fines podría sustituirse simplemente por “diseño”.

Los objetivos de diseño no siempre se han logrado; muchas estructuras han fallado a lo largo de la historia. Pero que no se hayan logrado siempre no se debe a que no hayan existido. Se debe a ignorancia, dolo, mala suerte, pero no a ausencia de objetivos de diseño. Esto nos conduce a una cuestión que el autor considera central: siempre han existido objetivos de desempeño; lo que ha fallado es el *cómo*. La diferencia principal está entre el diseño bueno y el diseño malo.

## 2.2 El concepto de “nivel de desempeño”

Una lectura somera (o profunda) de los textos seminales del diseño por desempeño nos hace ver que “nivel de desempeño” es un sinónimo perfecto de “estado límite”. No haré más comentarios, salvo insistir en lo innecesario e inconveniente que es llamar a la misma cosa de dos maneras distintas. Propongo que mantengamos el acostumbrado “estado límite” y evitemos confusiones, aun a costa de perder cierta sensación de modernidad y avance.

## 2.3 Diseño multinivel o diseño para varios estados límite

A continuación se reproducen algunos artículos del Reglamento para las Construcciones del DF vigente en la actualidad. Estos dos artículos, en esencia, han estado presentes en los reglamentos del DF desde 1966. Las cursivas son del autor:

- Art. 172 (Título Sexto del Reglamento de Construcciones del DF). “Este título contiene los requisitos que deben cumplirse... para lograr un nivel de seguridad aceptable (*¿que ocurra poco frecuentemente?*) contra fallas estructurales (*¿colapso?*) así como un comportamiento estructural aceptable (*¿operatividad?*) en condiciones normales de operación (*¿frecuente?*)”
- Art. 182 “Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:
- I Tener seguridad adecuada (*¿fallas poco frecuentes?*) contra la aparición de todo estado límite de falla posible (*¿colapso?*) ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II No rebasar ningún estado límite de servicio (*¿operatividad?*) ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación (*¿cargas frecuentes?*)”

Como se observa, la necesidad de que un diseño satisfaga simultáneamente varios estados límite asociados a diferentes frecuencias de ocurrencia ha sido desde hace muchos años una aspiración explícita de los criterios de diseño. Hadjian (2001) hace ver algo parecido, aunque más dramático: la aspiración explícita del documento Visión 2000 (Hamburger *et al*, 1995), considerado la piedra de toque del diseño por desempeño, es prácticamente igual a la expresada por la SEAOC en 1967.

Nuevamente, el problema ha sido el *cómo*, no la ausencia del deseo de diseñar para satisfacer simultáneamente varios estados límite.

## 2.4 Diseños más conservadores para estructuras importantes

Desde hace mucho tiempo las estructuras más importantes han sido diseñadas para satisfacer estados límites más estrictos. Los llamados factores de importancia (los que se aplican a



estructuras del Grupo A, del Grupo B o del Grupo C) están presentes en los reglamentos mexicanos por lo menos desde 1966.

No está claro que el uso de factores de importancia conduzca siempre a diseños adecuados; el uso de un factor de importancia independiente de la sismicidad de la zona parece tener poco sentido. Es, nuevamente, un problema de ignorancia sobre el fenómeno sísmico y dificultad para hacer muchos cálculos, pero no una falla esencial de los criterios de diseño.

### **3. CONTRIBUCIONES REALES DEL LLAMADO *DISEÑO POR DESEMPEÑO***

#### **3.1 El deseo de usar mejores indicadores de desempeño**

Ha sido muy importante para el progreso del diseño por sismo la insistencia, relativamente reciente, sobre usar mejores indicadores del desempeño estructural. En particular, la difusión del uso de los desplazamientos como medidas de la respuesta ha sido muy benéfica. Esto está relacionado con un deseo, correcto desde mi punto de vista, de saber en qué condiciones va a quedar la estructura después de sismos que ocurren con frecuencias dadas.

#### **3.2 El recordatorio de que satisfacer el estado límite de colapso no lleva a satisfacer todos los demás.**

Aunque el diseño multinivel –satisfacer varios estados límite simultáneamente– ha existido desde hace mucho tiempo, también ha existido la percepción de que si una estructura puede lo más, también puede lo menos. Es fácil demostrar que esto, en muchos casos, no es cierto: una estructura puede tener un comportamiento aceptable ante el sismo de colapso y un desempeño pobre ante sismos frecuentes de servicio; las estructuras flexibles de la ciudad de México son un ejemplo notable de esta situación. Por ello, la insistencia en diseñar para, realmente, satisfacer varios estados límite es muy pertinente.

#### **3.3 El señalamiento de las limitaciones del uso de factores de importancia**

Se ha hecho ver que sólo con incrementar las cargas de diseño para estructuras más importantes no necesariamente se consigue un comportamiento satisfactorio. En efecto, para estructuras importantes no basta con incrementar las cargas de diseño: es necesario especificar detalladamente los estados límite deseados asociados al desempeño deseado. El diseño por desempeño ofrece un excelente marco para resolver esta limitación de los factores de importancia.

#### **3.4 Tasas de excedencia *versus* tasas de falla**

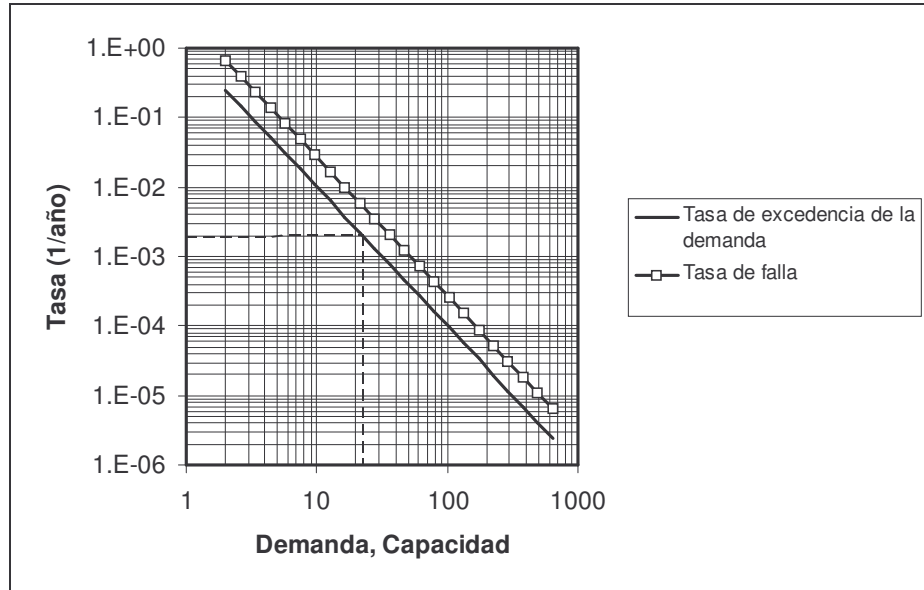
En el estado actual del diseño por desempeño, se especifica la frecuencia de ocurrencia de las demandas asociadas a los estados límites considerados. Como se verá a continuación, esto no garantiza que se llegue a estructuras de confiabilidad uniforme, es decir, estructuras cuyas fallas acontezcan con la misma frecuencia promedio. Esto se debe a que, en general, las fallas pueden ocurrir aún con temblores de demanda nominal menor a la especificada en el código y, eventualmente, no ocurrir con temblores con demanda nominal superior.

Para ilustrar lo anterior proponemos el siguiente ejemplo. Supongamos que se tiene un tipo de estructuras que se diseñarán para el estado límite  $a=c$ , donde  $a$  es la demanda y  $c$  la capacidad. Sea  $v_A(a)$  la tasa de excedencia de la demanda, es decir, el número medio de veces en que, por unidad de tiempo, la demanda excederá un valor particular,  $a$ . Supongamos que  $v_A(a)$  tiene la siguiente forma funcional (Esteve, 1970):

$$v_A(a) = Ka^r \quad (1)$$

donde los parámetros  $K$  y  $r$  ( $K>0$ ,  $r<0$ ) dependen de la sismicidad regional. Se desea que este estado límite no sea excedido más de, digamos,  $v_0$  veces por año, lo cual se supone puede lograrse escogiendo como capacidad de diseño una cuyo valor numérico es igual al de la demanda asociada a una tasa de excedencia igual a  $v_0$  (ver figura 1). Llamaremos  $c_0$  a esa capacidad de diseño.

Si la capacidad real de la estructura fuera determinista e igual a  $c_0$ , entonces, en efecto, la estructura fallaría cuando  $a>c_0$ , lo cual acontecería exactamente  $v_0$  veces por año. En otras palabras, la tasa de falla de la estructura sería precisamente la tasa de excedencia de la demanda asociada al estado límite.



**Figura 1.** Tasa de excedencia de la demanda y tasa de falla para un ejemplo hipotético

Sin embargo, por diversas razones, la capacidad estructural no es determinista, sino que existen incertidumbres en su cálculo. Por sencillez, modelaremos esta incertidumbre de la siguiente manera: supondremos que la capacidad real,  $c$ , es una variable aleatoria con distribución lognormal, con mediana igual a la capacidad nominal de diseño,  $c_0$ , multiplicada por un factor de sobrerresistencia,  $F$ , y una cierta desviación estándar del logaritmo natural de  $c$  igual a  $\sigma$ . La aplicación del teorema de la probabilidad total nos lleva a que la tasa de falla cuando se adopta para diseño una capacidad nominal  $c_0$ ,  $v_C(c_0)$ , está dada por:

$$v_C(c_0) = - \int_0^{\infty} Pr(c < a | c_0) \frac{dv_A(a)}{da} da \quad (2)$$

donde  $Pr(c < a | c_0)$  es la probabilidad de que la capacidad (real) sea menor que la demanda dado que se adoptó para diseño una capacidad nominal  $c_0$ . Con la hipótesis simplificadoras mencionadas, esta probabilidad se determina de la siguiente manera:

$$Pr(c < a | c_0) = \int_0^a \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma c} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln \frac{c}{Fc_0})^2} dc \quad (3)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3 y 1 en la 2, y resolviendo las integrales correspondientes, obtenemos que:

$$v_c(c_0) = K(Fc_0)^r e^{\frac{1}{2}r^2\sigma^2} = v(Fc_0) e^{\frac{1}{2}r^2\sigma^2} = v_0 F^r e^{\frac{1}{2}r^2\sigma^2} \quad (4)$$

Se observa, como ya habían señalado otros autores (*e.g.*, Esteva y Ruiz, 1989) resolviendo casos más realistas, que las tasas de falla pueden ser significativamente diferentes de las tasas de excedencia prefijadas, excepto en el caso determinista en que  $F=1$  y  $\sigma=0$ , con lo cual  $v_c(c_0)=v_0$ .

La ecuación 4 ilustra varios hechos importantes.

- 1) Las tasas de falla, las que verdaderamente importan, son diferentes de las tasas de excedencia de la demanda, que son las que actualmente se estipulan en las propuestas reglamentarias.
- 2) La tasa de falla de una estructura en particular depende, aun en nuestro ejemplo simplificado, de su sismicidad regional. Dos estructuras iguales localizadas en diferentes partes del país ( $r$  diferente, en nuestro ejemplo simplificado) tendrán confiabilidades diferentes aun si ambas se diseñan para una demanda asociada al mismo periodo de retorno.
- 3) La tasa de falla depende de la incertidumbre que exista en el cálculo de la capacidad estructural o, de manera más general, de su vulnerabilidad. Dos estructuras construidas en el mismo sitio tendrán tasas de falla diferentes si sus características de vulnerabilidad (ejemplificadas con  $F$  y  $\sigma$  en el ejemplo simplificado) son diferentes, aun cuando hayan sido diseñadas ambas para la demanda asociada al mismo periodo de retorno.

Esta situación no deberá ser ignorada en la normatividad futura. La solución a secas es simple: que los reglamentos estipulen parejas estado límite-tasa de falla y no parejas estado límite-tasa de excedencia de la demanda, como se hace en la actualidad. La solución práctica, sin embargo, es sumamente compleja.

En efecto, para determinar aceptablemente la tasa de falla de la estructura no bastaría con calcular su probabilidad de falla ante el sismo con tasa de excedencia  $v_0$  (la tasa de excedencia de la demanda de diseño) sino que, de acuerdo con la ecuación 2, sería necesario determinar las probabilidades de falla condicionadas a la ocurrencia de varios niveles de demanda y, posteriormente, sumar ponderadamente dichas probabilidades, usando como factores de peso las frecuencias de ocurrencia de cada uno de los valores de demanda elegidos (En el fondo, la ecuación 2 no es más que una suma ponderada de probabilidades de falla). Esto es impracticable con las herramientas y los costos de hoy.

Sin embargo, el resultado expresado en la ecuación 4, aun tratándose de un caso simplificado, sugiere posibles caminos para acercarse al objetivo de diseño para confiabilidades predeterminadas y constantes:

- 1) Utilizar factores de sobrerresistencia o factores de seguridad diferentes (el factor  $F$  en nuestro ejemplo) dependiendo del tipo de estructura y la sismicidad regional.
- 2) Utilizar periodos de retorno diferentes para la demanda de diseño (diferentes  $v_0$ ) dependiendo del tipo y localización de la estructura.

Esto, desafortunadamente, eliminaría la aparente sencillez y transparencia de los planteamientos conceptuales del llamado diseño por desempeño. El tema amerita reflexión.

### 3.5 ¿Tasas de falla uniformes?

Hemos visto que, aun si se estipulan periodos de retorno uniformes a lo largo de un país para las demandas de diseño, no necesariamente se consiguen estructuras con confiabilidad uniforme. Pero cabe la siguiente pregunta: nadie duda que es útil diseñar estructuras con confiabilidad conocida, pero ¿es deseable tener estructuras de diferentes tipos con confiabilidad uniforme a lo largo de regiones extensas?. Para responder a esta pregunta, que a mi juicio sigue abierta, se han esgrimido argumentos de muy diferente índole: equidad, justicia, optimación de costos, y otros.

En opinión del autor, que una confiabilidad sea adecuada para una estructura en una parte del país no implica que también lo sea para otra estructura en otro lado.

Los análisis de optimación de costos indicaron desde muy temprano en el desarrollo de la ingeniería sísmica (Esteve, 1970) que la estrategia de confiabilidad uniforme conduce casi inevitablemente a diseños sub-óptimos. La razón es clara: el costo de dar resistencia lateral a una estructura crece más rápidamente que, digamos, el coeficiente adoptado para diseño. Esto significa que en las zonas de baja sismicidad, con niveles de diseño relativamente bajos, es más barato “sobre-diseñar” una estructura que en una zona de alta sismicidad, por lo cual uno se puede dar el lujo de ser mucho más conservador.

Ilustraremos esto siguiendo el planteamiento de Esteve (1970), hecho hace más de 30 años. Supongamos que el costo de construcción,  $C_C$ , varía con la resistencia nominal ante cargas laterales,  $c_0$ , de la siguiente manera:

$$C_C(c_0) = \begin{cases} K_I & \text{si } c_0 < c_K \\ K_I + K_2 c_0^\alpha & \text{si } c_0 \geq c_K \end{cases} \quad (5)$$

donde  $K_2$  es una constante de normalización y  $K_I$  es el costo fijo de construcción que se tendría aun sin diseño ante cargas laterales. El exponente  $\alpha$  es mayor que 1, indicando que el costo de suministrar resistencia lateral crece más rápidamente que el valor de esta resistencia lateral.

Por otra parte, puede demostrarse que el costo esperado –actualizado a valor presente– de las pérdidas por sismo,  $C_P$ , suponiendo que éstas ocurren de acuerdo con un proceso de Poisson y que se utiliza para diseño una resistencia  $c_0$ , está dada por:

$$C_P(c_0) = D \frac{v_c(c_0)}{\gamma} \quad (6)$$

donde  $D$  es el costo de la falla. El costo total de la decisión de adoptar  $c_0$  como valor de diseño,  $C_T$ , es entonces la suma del costo de construcción más el costo esperado de las pérdidas por sismo. La mejor decisión es la que minimiza el costo total, es decir, aquélla para la cual

$$\frac{dC_T(c_0)}{dc_0} = 0 \quad (7)$$

El coeficiente óptimo de diseño,  $c_{OP}$ , resulta ser

$$c_{OP} = \left( \frac{KrD}{K_l \alpha F^r} \right)^{\frac{1}{r+\alpha}} e^{-\frac{1}{2} \frac{r^2 \sigma^2}{r+\alpha}} \quad (8)$$

que resulta estar asociado a una tasa de falla,  $v_{OP}$ , dada por

$$v_{OP} = \left( \frac{K^{\alpha/r} \alpha K_l}{r D F^\alpha} \right)^{\frac{r}{r+\alpha}} e^{-\frac{1}{2} \frac{r^2 \sigma^2 \alpha}{r+\alpha}} \quad (9)$$

Como puede observarse, la tasa óptima de falla depende de todos los parámetros que hemos hecho intervenir: sismicidad, vulnerabilidad estructural, costo de construcción y costo de la falla. La tasa óptima de diseño (el periodo de retorno de la falla) depende de la localización, el tipo estructural, el costo de construcción y el costo de la falla. No hay, pues, tasas óptimas de falla generales.

Analicemos un caso simple: dos estructuras iguales (que tienen, por tanto, iguales  $F$ ,  $\sigma$ ,  $K_l$ ,  $\alpha$  y  $D$ ) serán construidas en dos sitios diferentes, tales que en el sitio A la sismicidad es exactamente el doble que en el sitio B. (igual  $r$  pero diferente  $K$ ). Supongamos que en el sitio B –el de menor sismicidad– se ha calculado que 0.001/año es la tasa óptima de diseño (periodo de retorno óptimo para la falla = 1000 años). En ese caso, la tasa óptima de diseño en el sitio A, aplicando la ecuación 9, resultaría ser:

$$v_{OPA} = v_{OPB} \left( \frac{K_B}{K_A} \right)^{\frac{\alpha}{r+\alpha}} = 0.001 \left( \frac{1}{2} \right)^{\frac{\alpha}{\alpha+r}} \quad (10)$$

Si  $\alpha=1.5$  y  $r=-2.5$  (valores típicos de estos parámetros), tendríamos que la tasa óptima de diseño en el sitio A –el de mayor sismicidad– sería de 0.0028/año, asociada a un periodo de retorno óptimo para la falla de sólo 353 años. En otras palabras, para el sitio de mayor sismicidad no es óptimo ser tan conservadores como para el sitio de menor sismicidad.

Desde este punto de vista, no parece razonable, por ejemplo, que si se juzga adecuado diseñar una estructura para 150 años de periodo de retorno en Acapulco sea razonable también hacerlo para el mismo periodo de retorno en Aguascalientes o Ciudad Juárez. El análisis de costos –y en parte el sentido común– indican que en Aguascalientes o Ciudad Juárez debería aspirarse a mayores confiabilidades puesto que resulta barato.

Quizá la estrategia más adecuada sea imponer una confiabilidad mínima, socialmente aceptable, para las zonas de alta sismicidad y aspirar a confiabilidades progresivamente mayores conformes la amenaza sísmica vaya disminuyendo<sup>1</sup>.

#### 4. ESTADO ACTUAL DE LA NORMATIVIDAD EN MÉXICO Y MEJORAS FUTURAS

Como se sabe, la normatividad de la construcción en México es de competencia municipal. Por ello, en principio, cada uno de los cerca de 2500 municipios de México podría tener sus propias normas de diseño y construcción<sup>1</sup>. A esto hay que añadirle las normas que algunos sectores industriales desarrollan para sus propias obras (CFE, por ejemplo).

<sup>1</sup> Esto no ha ocurrido así en la práctica. Ha sido más común que se desarrollen normas de alcance estatal que posteriormente son adoptadas por todos los municipios del estado.

En el pasado se han hecho esfuerzos por desarrollar normas tipo que, adaptadas a la sismicidad y condiciones del suelo locales, constituyan la base de las normas estatales o municipales. Todos estos esfuerzos han fracasado.

Existían hasta 2000 por lo menos 40 reglamentos diferentes en México (Sánchez, 2000). En términos generales, todas las normas mexicanas de diseño por sismo actualmente vigentes están basadas en dos documentos principales: la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF, y el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Las normas del DF datan de 1985 (con actualizaciones en 1987 y 1992) mientras que las normas de CFE fueron emitidas en 1993.

Para fines prácticos, las normas de CFE funcionan como una especie de reglamento nacional, puesto que, sin ser obligatorias, son usadas en muchas obras construidas en sitios para los que no se dispone de reglamento propio y, en algunos casos, aun en sitios donde sí hay reglamento local. Puesto que no se prevé un cambio drástico de esta situación a mediano plazo, hay que resaltar la gran importancia de que las normas de CFE se mantengan al día.

En los siguientes párrafos haremos mención de algunos inconvenientes que presentan la mayor parte de las normas mexicanas actualmente vigentes e iremos señalando algunas de las mejoras que deberían hacerse.

## **5 NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO ASOCIADOS A LOS ESPECTROS DE DISEÑO**

Salvo excepciones, los reglamentos mexicanos no especifican los niveles de peligro implícitos en los espectros de diseño. En otras palabras, rara vez se sabe a qué periodo de retorno están asociadas las ordenadas espectrales de diseño. El que los periodos de retorno no se especifiquen tiene el inconveniente de que el responsable del diseño o el dueño de la obra no saben, ni siquiera de manera aproximada, qué tan frecuentemente se excederán los estados límite. Por esta razón, el diseñador y el dueño tienen sólo una vaga idea del desempeño futuro de la estructura. Pero la ausencia explícita de referencias a los periodos de retorno en los reglamentos quizá esconde un problema mayor: no tenemos criterios robustos y de aceptación general para fijar esos periodos de retorno.

Como se ha señalado en la introducción, el problema de asociar periodos de retorno a los estados límite no es trivial. Da la impresión de que no es razonable usar el mismo periodo de retorno para todo el país ni para todos los tipos estructurales. Los acuerdos sobre este asunto que se han alcanzado en otros países nos ayudan poco: que un periodo de retorno de 500 años sea considerado adecuado para cierto estado límite en una región de los Estados Unidos y los tipos estructurales que ahí se construyen, no implica que también lo sea para todo México, con sus propios tipos estructurales y un nivel de desarrollo económico muy diferente.

A pesar de su complejidad, es necesario avanzar rápidamente en la solución de este problema. Si no, veremos en el futuro la proliferación de normas o estudios específicos de sitio con espectros asociados a muy variados niveles de riesgo tolerable. Esta situación traerá confusión y, muy probablemente, uso sub-óptimo del dinero.

## **6. INCLUSIÓN DE LOS EFECTOS DE SITIO**

Como se sabe, los efectos de amplificación de las ondas sísmicas producidos por la geología local, también conocidos como *efectos de sitio*, son probablemente el principal factor de riesgo sísmico para las construcciones. A pesar de ello, las normas mexicanas (con la excepción de las del Distrito Federal) dan al asunto relativamente poca importancia.



A medida que la instrumentación sísmica ha ido progresando, con lo que ha aumentado considerablemente el número de acelerogramas registrados, ha ido quedando más claro que clasificar los suelos en “firmes, intermedios y blandos” es decididamente inadecuado.

En nuestro país, el caso mejor estudiado es la Ciudad de México. Quizá se trata de un caso extremo, pero las variaciones que hay en las características del movimiento del suelo en unos cuantos cientos de metros es notable. Clasificar toda la zona del lago como “suelo blando” no ayuda a lograr mejores diseños para resistir temblores.

Además de contar con muchos más acelerogramas registrados, en la actualidad se dispone de mejores herramientas teóricas y métodos de campo relativamente baratos que permitirían mejorar nuestra capacidad para estimar movimientos fuertes en un mayor número de sitios y con esto poder incluir en los reglamentos los efectos de sitio de mejor manera.

En este sentido, podría avanzarse mucho llevando a cabo estudios de microzonificación sísmica de las ciudades más expuestas en México. En su mayoría, los estudios realizados hasta la fecha en nuestro país son inadecuados, porque se limitan a clasificar los suelos según los antiguos criterios (firme, intermedio y blando) y prácticamente no dan indicaciones cuantitativas útiles para la estimación de movimiento fuerte. Algunos países, como Colombia, han vuelto obligatoria la elaboración de estudios de microzonificación sísmica para ciudades con ciertas características; quizá deberíamos seguir el ejemplo.

A falta de buenos mapas de microzonificación, las normas futuras podrían reglamentar el uso de espectros específicos de sitio y exigir su ejecución para estructuras de cierta importancia.

## 7 FORMA Y TAMAÑO DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

En general, los espectros de diseño en las normas mexicanas no reflejan el verdadero tamaño ni la forma real de los espectros de los temblores para los que se quiere diseñar. Aun cuando las fuerzas y desplazamientos de diseño sean correctamente calculados, utilizando factores correctivos adecuados, el tener espectros de diseño que no se parezcan suficientemente a los de respuesta genera problemas de falta de claridad y pérdida de perspectiva durante el proceso mismo de diseño. Algunos ejemplos: un espectro de diseño para suelo blando que tenga una meseta demasiado ancha, no transmite correctamente la idea de que hay que evitar que el periodo fundamental de la estructura esté cerca del periodo predominante del suelo; o un espectro de aceleraciones que no tenga una caída en periodo largo compatible con las observaciones y la dinámica estructural, llevará a malas estimaciones de los desplazamientos.

Un colofón de esta consideración es que las amplificaciones (con respecto al terreno firme) observadas por efectos de sitio en una ciudad deberían estar reflejadas en los espectros de diseño. En otras palabras, si se observa que, para cierta ordenada espectral las aceleraciones en sitios blandos son mucho mayores que en terreno firme, las ordenadas de diseño deberán ser también mucho mayores.

Una de las razones que han hecho que en la práctica mexicana los tamaños de los espectros de diseño no reflejen los tamaños de los espectros reales es que en las normas generalmente se han incluido reducciones a las fuerzas de diseño de las que el diseñador no está suficientemente advertido. Estas reducciones implícitas, que han tratado de tomar en cuenta efectos como la sobrerresistencia estructural, probablemente no llevan a diseños inseguros, pero sí producen cierta falta de claridad que no es deseable. Por esta razón, en las normas futuras deberá procurarse que todas las reducciones a los espectros elásticos de diseño se hagan explícitas, aun cuando los factores de reducción usados no puedan justificarse completamente con bases teóricas o empíricas.

## 8. DEFINICIÓN MÁS CLARA DE LOS ESTADOS LÍMITE

Todos los reglamentos mexicanos vigentes estipulan que las estructuras deben diseñarse para satisfacer dos estados límite, generalmente llamados de *colapso* y de *servicio*. El estado límite de colapso, con las salvedades que se han señalado anteriormente (periodo de retorno desconocido, formas espectrales inadecuadas, reducciones por sobrerresistencia implícitas), está bien definido: la estructura debe tener propiedades de rigidez y resistencia tales que la demanda global de ductilidad sea inferior a la capacidad dúctil de la estructura cuando ocurre un temblor caracterizado por el espectro de diseño. El estado límite de servicio, sin embargo, no está claramente especificado. La revisión requerida por los reglamentos mexicanos consiste en calcular los desplazamientos de la estructura ante las cargas correspondientes al estado límite de colapso y después compararlos con unos desplazamientos permisibles, independientes del sistema estructura, que no son los que provocarían la falla de la estructura ni aquéllos para los cuales se iniciaría el agrietamiento. Esta revisión está diseñada para que los cálculos sean simples y para que sólo tenga que hacerse un análisis estructural; los desplazamientos permisibles están calibrados para que el diseño lleve a rigideces adecuadas ante sismos de baja intensidad, cuyo tamaño o periodo de retorno tampoco se especifica.

El empleo de estos procedimientos de diseño lleva, generalmente, a estructuras razonablemente seguras. Sin embargo, es muy poco transparente y hace muy difícil que el diseñador tenga una idea clara del desempeño de la estructura durante los sismos de diseño.

Es deseable, entonces, que los estados límite se especifiquen con mayor claridad aun cuando esto suponga incrementos moderados en el trabajo de análisis estructural. En la nueva propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF se ha avanzado en este aspecto. En dichas normas, se hace explícita la existencia de dos estados límite de desplazamiento, con distorsiones de entrepiso permisibles que reflejan mejor el desempeño estructural que se quiere obtener en los dos estados límites considerados. Es deseable que estas modificaciones se extiendan al resto de los reglamentos mexicanos.

## 9. FACTORES DE REDUCCIÓN POR RESISTENCIA

Los criterios contemporáneos de diseño admiten que la estructura tenga incursiones en el rango no lineal ante el sismo que caracteriza el estado límite de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales (para, por tanto, utilizar resistencias de diseño menores), a costa de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo que se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que llamaremos  $Q$ . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada,  $C(T, Q)$ , como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico),  $C(T, 1)$ ; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural,  $T$ . Llamaremos  $Q'$  a este cociente:

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)} \quad (11)$$

La forma de la función  $Q'$  ha sido ampliamente estudiada en los últimos años (Krawinkler et al., 1992; Miranda, 1993; Miranda y Bertero, 1994). En particular, Ordaz y Pérez Rocha (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales,  $Q'$  depende del cociente entre el desplazamiento espectral y el desplazamiento máximo del suelo. Esto implica que, como

observaron Meli y Ávila (1988) al analizar registros del sismo de Michoacán obtenidos en la zona del lago del Valle de México, los factores  $Q$  dependen fuertemente de las características del suelo en que se desplanta la estructura. En vista de esto, es claro que las reglas que actualmente se utilizan en los reglamentos mexicanos, basadas en las derivadas por Newmark y Hall, son inadecuadas para suelos blandos por lo que es necesario sustituirlas por otras más realistas.

## 10. FACTORES DE IMPORTANCIA PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A

Los reglamentos mexicanos vigentes clasifican a las estructuras en grupos dependiendo de su importancia. La mayor parte de los requisitos de diseño son los mismos para todos los grupos, excepto que se multiplican por un factor de 1.5 las fuerzas de diseño cuando se trata de estructuras importantes, generalmente llamadas del grupo A.

Esto tiene al menos dos inconvenientes. 1) El incremento en confiabilidad estructural que se logra al diseñar para fuerzas mayores depende de la sismicidad regional. En otras palabras, dependiendo del régimen sísmico del sitio, un incremento de 50% en las fuerzas de diseño puede significar un incremento de confiabilidad mucho mayor que para la misma estructura localizada en otra parte. En general, sería preferible estipular una confiabilidad objetivo para estructuras del grupo A y después ver qué fuerzas de diseño deberían usarse para conseguir esa confiabilidad. Esto, como se ha hecho ver anteriormente, conduciría a factores de importancia variables por tipo estructural, tipo de suelo y localización geográfica de la estructura. 2) No está claro que en todos los casos se consiga un desempeño satisfactorio de una estructura del grupo A mediante el solo incremento de las fuerzas de diseño. Sería deseable, además de especificar una confiabilidad superior, especificar claramente objetivos especiales de desempeño para estructuras importantes, tal como lo señala el documento Visión 2000.

## 11. CONCLUSIONES

La normatividad en materia de diseño por sismo en México presenta dos problemas principales. Por una parte, la ausencia de uniformidad en los criterios adoptados en las distintas normas puede conducir paulatinamente a estructuras con confiabilidades muy diferentes dependiendo de las normas que se hayan empleado en su diseño. Para combatir este problema es necesario que los diferentes responsables de la elaboración de normas (municipios, gobiernos estatales, empresas paraestatales, grupos universitarios) acuerden criterios generales de diseño comunes, alrededor de los cuales podrían elaborarse las normas locales. Por otra parte, ciertos criterios básicos de diseño necesitan cambios, drásticos en algunos casos, para poner las normas al día e incluir los avances que recientemente se han tenido en diferentes aspectos del diseño por sismo. Se han mencionado en este trabajo los cambios que, a juicio del autor, son prioritarios. En algunos casos se han señalado posibles soluciones; en otros, sin embargo, sólo se ha planteado el problema.

## REFERENCIAS

- 1.- Esteva, L. (1970). "Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería", *Serie Azul* 246, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- 2.- Esteva, L y S Ruiz (1989). "Seismic failure rates of multistory frames", *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 115, 268-284.
- 3.- Fukuta, T. (1991). "Seismic design in México City", Building Research Institute, Ministry of Construction (Japón).

- 4.- Hadjian, A.H. (2002). "A general framework for risk-consistent seismic design", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 601-626.
- 5.- Hamburger RO, Court AB, Soulages JR. (1995) "Vision 2000: A framework for performance based engineering of buildings", *Proceedings of the 64th SEAOC Annual Convention*, 127-145.
- 6.- Krawinkler, H. y M. Rahnama (1992), "Effects of soils on design spectra", *Proceedings 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, 10, 5841-5846.
- 7.- Meli, R. y J. Ávila (1988), "Analysis of building response", *Earthquake Spectra* 5, 1-18.
- 8.- Miranda, E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119, 3503-3519.
- 9.- Miranda, E. y V. Bertero (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra* 10, 357-379.
- 10.-Ordaz, M. y Pérez Rocha, L.E. (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27 889-901.
- 11.-Sánchez. T (2000). "Reglamentos de construcciones en la República Mexicana", VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica (CDROM), 22-23 de septiembre.

---

--

---

# **ESTIMACIÓN DE LA HABITABILIDAD Y REPARABILIDAD DE EDIFICIOS DESPUÉS DE UN SISMO**

**Martha L. Carreño T., Omar D. Cardona A., Alex H. Barbat B.**

Universidad Politécnica de Cataluña  
ETS. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3, Módulo C1, Despacho 111  
08034 Barcelona

## **RESUMEN**

Después de un terremoto fuerte, los daños en el área afectada son tan generalizados que no es posible que todas las evaluaciones de daño de los edificios sean hechas por ingenieros expertos. Por esto profesionales voluntarios con poca o ninguna experiencia en evaluación del daño sísmico deben evaluar gran parte de los edificios afectados. Los evaluadores inexpertos presentan la tendencia a agravar o subestimar el nivel real del daño. En estos casos la información es subjetiva e incompleta y se utilizan calificaciones lingüísticas. Por lo anterior, se desarrolló un sistema experto para la evaluación post-sísmica del daño en edificios, utilizando técnicas como las redes neuronales artificiales y la teoría de los conjuntos difusos. Esta herramienta facilita la participación de inexpertos en el proceso de evaluación. Este modelo de Inteligencia Artificial tiene en cuenta los posibles niveles de daños en elementos estructurales y no estructurales, los efectos del sismo en el suelo, así como las condiciones preexistentes que pueden hacer más vulnerable el edificio, como la calidad de los materiales de construcción, irregularidades en planta y altura y una mala configuración estructural. El sistema decide sobre la habitabilidad y reparabilidad del edificio aplicando una base de reglas difusas a la información obtenida del edificio.

## **1 INTRODUCCIÓN**

En el caso de un sismo fuerte, debido a la magnitud del desastre, es necesario que el proceso de evaluación del daño en los edificios sea hecho por profesionales con experiencia en esta tarea y que estén familiarizadas con la ingeniería estructural. Desgraciadamente el personal que cumple con estas características es muy poco, por lo cual en casos de daño generalizado en un centro urbano, es necesario involucrar ingenieros y arquitectos inexpertos. Como consecuencia, es común la sobreestimación o subestimación del daño, llevando a la ocupación peligrosa o la demolición innecesaria de las edificaciones. Motivado en esta problemática, este trabajo propone un sistema experto para apoyar el proceso de evaluación de daños, usando herramientas como las redes neuronales artificiales y la teoría de conjuntos difusos.

## **2 EVALUACIÓN DEL DAÑO DESPUÉS DE UN TERREMOTO**

Como resultado de los sismos ocurridos en diferentes países ubicados en zonas sísmicas, ha sido necesario que estos desarrollen manuales para la evaluación del daño en edificios, con el propósito de decidir si los edificios pueden ser usados o no lo más pronto posible. Después de un sismo moderado o severo, es importante identificar las edificaciones que han sufrido serios daños y que pueden representar peligro para sus ocupantes o la comunidad en general, así como



aquellas que pueden ser utilizadas como refugios temporales para personas que han sido evacuadas. Algunos países han desarrollado manuales y procedimientos para evaluar el daño en edificios, algunos son: Japón, Macedonia (antes Yugoslavia), Italia, Grecia, Estados Unidos, México y Colombia, entre otros. Las evaluaciones de daño no son solo útiles para la toma de decisiones sobre las estructuras, sino que también sirven para hacer mejoras a los códigos sismo-resistentes, identificando los tipos de falla en los sistemas estructurales y las razones por las que se presentaron. Además, con la información a cerca del daño en los edificios es posible conformar funciones de vulnerabilidad empírica.

## 2.1 Problemas con la evaluación del daño

Cuando el daño en el área afectada es generalizado, los expertos locales en ingeniería estructural son insuficientes para hacer la totalidad de las evaluaciones, así que profesionales voluntarios pero inexpertos deben hacer parte del trabajo. A pesar de la existencia de manuales de evaluación con completas descripciones de los diferentes niveles de daño, la información que se maneja es altamente subjetiva y depende de la percepción del evaluador en cada caso, por lo cual los evaluadores inexpertos tienden a calificar erróneamente los daños. Pueden cometerse errores como permitir la ocupación de edificios que debían ser evacuados, o dar orden de demolición a estructuras que eran reparables. Estos errores llevan a serias complicaciones, especialmente en el caso de edificios esenciales, como los hospitales. Los niveles de daño son clasificados en los manuales con calificaciones lingüísticas como leve, moderado, severo o fuerte, estos conceptos pueden tener diferentes significados dependiendo de la persona que los maneje, y no existen límites claramente definidos entre ellos.

## 3 MODELO PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DEL DAÑO

El modelo propuesto utiliza la teoría de conjuntos difusos motivado en el carácter subjetivo e incompleto de la información. La evaluación post-sísmica del daño utiliza calificaciones lingüísticas cualitativas que pueden ser manejadas apropiadamente con la teoría de los conjuntos difusos. Por otro lado, se utiliza una red neuronal artificial para calibrar el sistema utilizando el criterio de especialistas. Esto posibilita el uso de estas herramientas para la evaluación del daño por inexpertos.

Para el desarrollo del modelo se tuvieron en cuenta varios manuales de evaluación existentes, tales como los desarrollados en México (Rodríguez, 1995), (SMIS, 1998), Japón (CENAPRED, 1996), Estados Unidos (ATC, 1989), Italia (Goretti, 2001), Macedonia (antes Yugoslavia) (IZIIS, 1985), la metodología usada después del sismo de 1999 en Colombia (Campos, 1999) y la metodología desarrollada para la ciudad de Bogotá también en Colombia (AIS, 2002). Además miembros de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica apoyaron técnicamente este trabajo. El modelo ha sido implementado en Visual Basic 6.0. El programa es de uso amigable al usuario, y ofrece ayudas al evaluador, tales como fotografías y descripciones de los tipos de daños.

Este modelo ha sido implementado para ser una herramienta de uso oficial para la Alcaldía de la ciudad de Manizales, Colombia y se realizó en el marco del proyecto “*Evaluación de edificaciones después de un sismo*”, en el cual se desarrolló un “Manual de campo para la inspección de edificios después de un sismo” acompañado de un formulario de evaluación.

### 3.1 Estructura de la red neuronal artificial

La red neuronal tiene tres capas. Las neuronas en la capa de entrada son agrupadas en 4 tipos, elementos estructurales (EE), no estructurales (NE), condiciones del suelo (CS), y condiciones preexistentes (CP). Cada una contribuye con información a una neurona intermedia,

la cual corresponde al grupo de variables al que pertenece. El número de neuronas de entrada o de variables en el modelo, no es constante. Este número depende del sistema estructural que se evalúa y de la importancia de los diferentes grupos de variables seleccionados para la evaluación. En la tabla 1 se ve como las variables de entrada cambian de acuerdo con el sistema estructural. Se asigna una calificación dependiendo del daño observado, usando cinco posibles niveles de daño que son tratados como conjuntos difusos. Para elementos estructurales y no estructurales los niveles corresponden a las siguientes calificaciones lingüísticas: ninguno o muy leve (N), leve (L), moderado (M), fuerte (F) y severo (S) o destrucción. En la figura 1 puede observarse algunos niveles de daño que pueden presentarse en diferentes elementos estructurales. La figura 2 ilustra las funciones de pertenencia para estas calificaciones lingüísticas. Los conjuntos difusos son basados en índices de daño seleccionados, de los cuales se hablará más adelante.

**Tabla 1.** Elementos estructurales de acuerdo con el sistema estructural

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Elementos Estructurales</b>
Pórticos en concreto reforzado (con) muros de cortante	Columnas/ muros, vigas, nudos y entrepisos
Pórticos de acero o madera	Columnas, vigas, conexiones y entrepisos
Mampostería No reforzada/ Reforzada/ Confinada	Muros de soporte y entrepisos
Muros de bahareque o tapia	Muros de soporte y entrepisos

El daño en los elementos no estructurales no pone en peligro la estabilidad del edificio, pero puede representar un peligro para la seguridad de los ocupantes. Los elementos no estructurales están divididos en dos grupos: elementos comunes y elementos opcionales. La tabla 2 presenta esta clasificación. Algunos ejemplos de los daños que pueden observarse en elementos no estructurales pueden observarse en la figura 3.

**Tabla 2.** Elementos no Estructurales

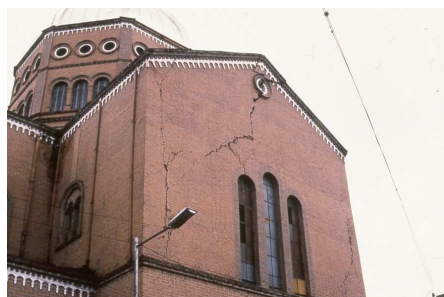
Elementos Comunes	Muros divisorios
	Muros de fachada
	Escaleras
Elementos Opcionales	Cielo rasos y luminarias
	Instalaciones
	Cubierta
	Tanques elevados



a)



b)

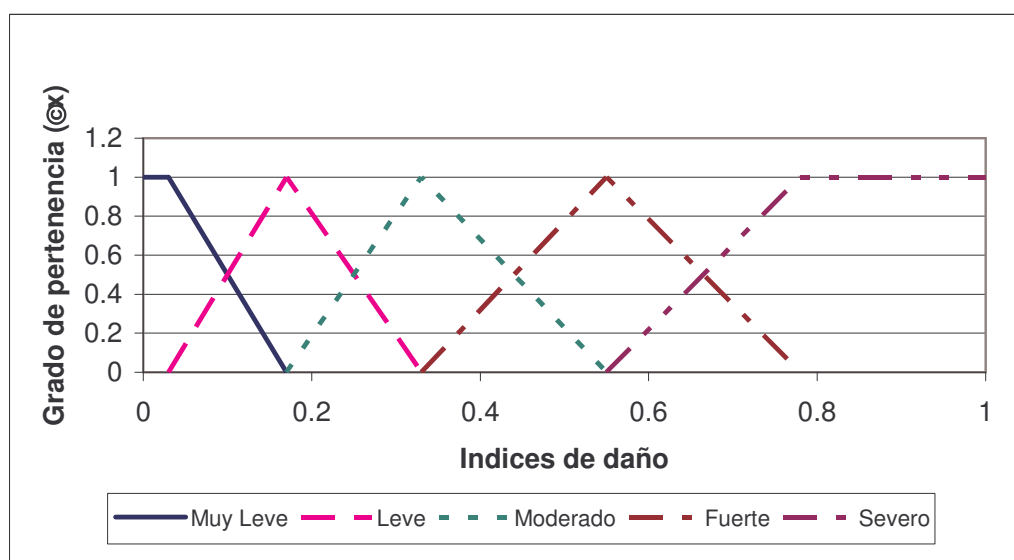


c)

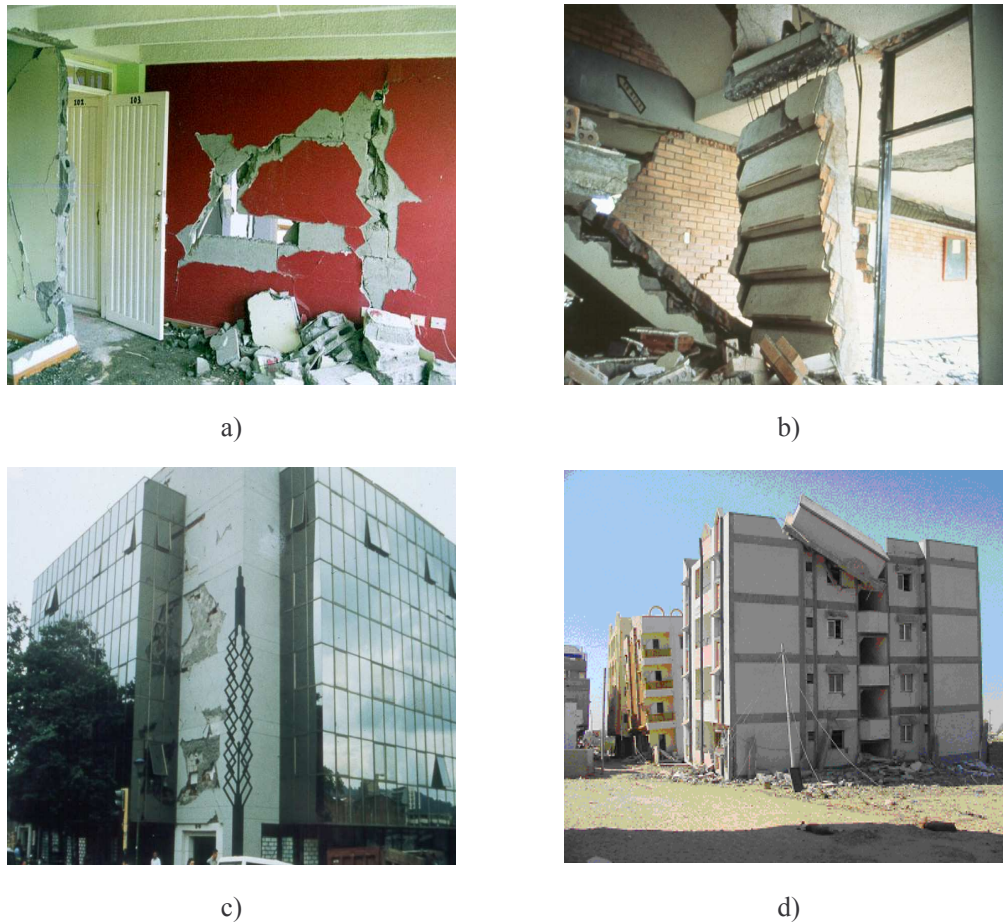


d)

**Figura 1.** Daños en elementos estructurales, a) Daño severo en un nudo de concreto reforzado, b) Daño moderado en una viga de concreto reforzado, c) Daño fuerte en un muro de mampostería d) Daño fuerte en un muro de tapia.



**Figura 2.** Funciones de pertenencia para las calificaciones lingüísticas.



**Figura 3.** Daños en elementos no estructurales, a) Daño severo en un muro divisorio, b) Daño severo en una escalera, c) Daño moderado en un muro de fachada d) Daño severo en un tanque.

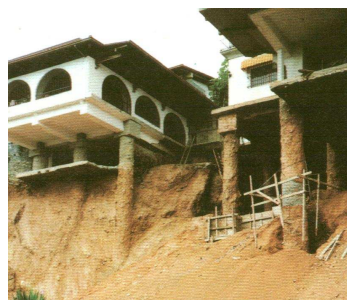
Las variables de condiciones del suelo y preexistentes son valorados utilizando calificaciones lingüísticas, de acuerdo con el estado observado en el momento de la evaluación. Las calificaciones lingüísticas son: muy buena (MB), buena (B), regular (R), mala (M), y muy mala (MM). En las condiciones del suelo se incluyen efectos que pueden inducir una falla en la estabilidad de la edificación que se estudia, tales como los asentamientos, subsidencias y licuación del suelo y la ocurrencia de deslizamientos o fallas en el terreno; ejemplos de estas se pueden observar en la Figura 4. Las condiciones preexistentes se refieren a la calidad de los materiales de construcción, irregularidades en planta y altura del edificio, y la configuración estructural (ejemplos en la figura 5).

En la capa oculta o intermedia, se obtiene un índice para cada grupo de variables por medio de la agregación y desfusificación. Teniendo en cuenta los cuatro índices, es posible definir en la capa de salida el daño en el edificio utilizando una base de reglas difusas con las valoraciones del daño estructural y no estructural. La habitabilidad del edificio es obtenida teniendo en cuenta las condiciones del suelo, y finalmente utilizando las condiciones preexistentes se define el nivel de reparación necesario para el edificio. De este modo, este sistema puede dar recomendaciones sobre la habitabilidad y reparabilidad del edificio. Así con este sistema puede llegarse a resultados como “habitabile con reparaciones menores”, “restringido: utilizable después de reparación”, o “peligroso: posible demolición”.





a)



b)

**Figura 4.** Condiciones del suelo, a) Asentamientos y licuación del suelo, b) Deslizamientos de tierra y grietas en superficie.



a)



b)



c)



d)

**Figura 5.** Condiciones preexistentes, a) Mala calidad de construcción, b) Irregularidades en altura, piso blando; c) Irregularidad en planta, d) Mala configuración estructural, no hay continuidad vertical en los elementos.

### 3.1.1 Capa de entrada

Los conjuntos difusos para cada variable  $i$  (columnas, muros o vigas), en la capa de entrada, son obtenidos de las calificaciones lingüísticas del daño dadas por los evaluadores  $D_i$  en

cada nivel  $j$  y su extensión  $w_j$ . La extensión del daño (porcentaje de elementos de un tipo en cada nivel de daño) varía de 0 a 100 y es normalizado, Ecuación (1). La calificación acumulada del daño en cada variable  $D_i$  es obtenida con la unión de los conjuntos difusos escalados, teniendo en cuenta las funciones de pertenencia del daño  $\mu_{D_j}(D_j)$  y su extensión o peso (asignada por el evaluador). La unión entre conjuntos difusos está definida por la máxima dependencia, esto es más claro en las ecuaciones (2) y (3). Por medio de la defusificación, usando el método del centroide de área (COA), se obtiene un índice de calificación  $C_i$  para cada variable de cada grupo de neuronas. En la Ecuación (4) describe el método de defusificación utilizado. En la Figura 6 se ilustra el ingreso de datos al sistema.

$$w_j = \frac{D_j}{\sum_N D_j}, \sum_N w_j = 1 \quad (1)$$

$$D_i = (D_N \cup D_L \cup D_M \cup D_F \cup D_S) \quad (2)$$

$$\mu_{D_i}(D) = \max(w_{N,i} * \mu_{D_N}(D_{N,i}), \dots, w_{S,i} * \mu_{D_S}(D_{S,i})) \quad (3)$$

$$C_i = \left[ \max(w_{N,i} * \mu_{D_N}(D_{N,i}), \dots, w_{S,i} * \mu_{D_S}(D_{S,i})) \right]_{\text{centroide}} \quad (4)$$

**Figura 6.** Ingreso de la extensión del daño de cada nivel para un elemento estructural.

Cada variable tiene predefinidas las funciones de pertenencia básicas de los conjuntos difusos correspondientes a los cinco niveles de daño posibles. Las calificaciones lingüísticas cambian en cada caso como se mencionó antes.

### 3.1.2 Capa intermedia

En esta capa se tienen cuatro neuronas, que corresponden a cada uno de los grupos de variables: elementos estructurales, elementos no estructurales, condiciones del suelo y condiciones preexistentes. En la figura 7 se presenta un esquema general del proceso de evaluación.



En este modelo de red neuronal las neuronas de entrada no tienen influencia sobre todas las neuronas intermedias, solo lo hacen sobre la neurona que corresponde al grupo de variables al que pertenecen. Los parámetros de entrada de estas 4 neuronas son las calificaciones  $C_i$  obtenidas para cada variable de cada grupo de neuronas y su peso  $W_i$ , o el grado de importancia dados por el evaluador de acuerdo con su criterio. Estos pesos son normalizados y calibrados por medio de una función de aprendizaje de la que se hablará más adelante. Para el proceso de entrenamiento, los valores iniciales han sido definidos teniendo en cuenta el criterio de expertos. Con estas calificaciones y pesos de cada variable  $i$  se obtiene un índice global para cada grupo  $k$ , por medio de la unión y desfusificación de los conjuntos difusos escalados. Esto se hace con las funciones de pertenencia  $\mu_{C_{ki}}(C_{ki})$  y los pesos  $W_{ki}$  como se indica en las ecuaciones (5) y (6).

$$\mu_{CEE}(C) = \max(W_{EE1} * \mu_{C_{EE1}}(C_{EE1}), \dots, W_{EEi} * \mu_{C_{EEi}}(C_{EEi})) \quad (5)$$

$$I_{EE} = \left[ \max(W_{EE1} * \mu_{C_{EE1}}(C_{EE1}), \dots, W_{EEi} * \mu_{C_{EEi}}(C_{EEi})) \right]_{\text{centroide}} \quad (6)$$

Las variables de condiciones del suelo y preexistentes pueden ser tomadas o no en cuenta dentro de la evaluación, dependiendo de su importancia en los resultados, esto hace que en algunos casos la habitabilidad y reparabilidad puedan ser obtenidas únicamente a partir del daño estructural y no estructural.

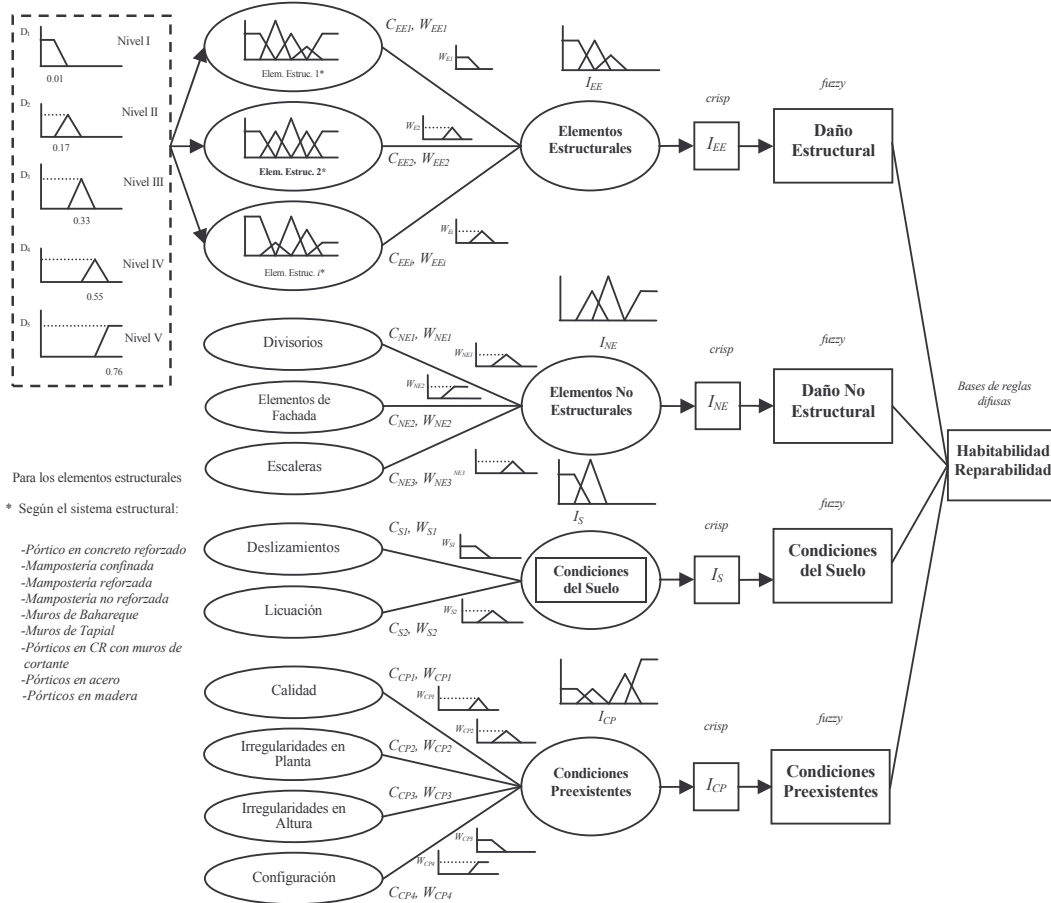


Figura 7. Estructura de la red neuronal propuesta

### 3.1.3 Capa de salida

En esta capa se obtienen índices globales para los elementos estructurales, no estructurales, condiciones del suelo y preexistentes, corresponden a una calificación lingüística final en cada caso. El nivel de daño es obtenido de acuerdo con la proximidad del valor del índice obtenido a la función de daño de referencia. Los niveles para los elementos estructurales y no estructurales son definidos de igual forma que antes, como: ninguno, leve, moderado, fuerte y severo. También para las condiciones preexistentes y del suelo se definen así: muy buenas, buenas, regulares, malas y muy malas. En esta capa tiene lugar el proceso de entrenamiento, los índices que identifican cada nivel cualitativo (centro de cluster) cambian de acuerdo con los índices calculados en cada evaluación que se hace con la red, teniendo en cuenta una tasa de aprendizaje. Esta última determina la velocidad de entrenamiento de la red. El procedimiento de aprendizaje es descrito en el siguiente apartado. Después de hallar las calificaciones finales utilizando bases de reglas difusas se determinan el daño global en el edificio, su habitabilidad y reparabilidad. En secciones posteriores se explicara este procedimiento.

### 3.2 Aprendizaje de la red neuronal

La red neuronal es calibrada en la capa de salida, cuando se definen las funciones de daño en relación la matriz de índices de daño. Para dar inicio a este proceso se le dio un punto de partida a la red, se definió un valor inicial para cada nivel de daño. Para la determinación de estos índices iniciales han sido considerados los propuestos por el ATC-13 (ATC, 1985), Park, Ang y Wen (Park *et al.*, 1984), las curvas de fragilidad usadas por Hazus-99 (FEMA, 1999) y los índices utilizados por Sánchez-Silva (Sánchez-Silva *et al.* 2001). Los valores de los índices iniciales corresponden a los centroides de área de cada función de pertenencia a cada nivel de daño. La tabla 3 presenta una comparación entre los índices aquí propuestos, los de Park, Ang y Wen, y los de Sánchez-Silva y García.

**Tabla 3.** Tabla comparativa de los índices de daño

Nivel de daño	Park, Ang y Wen	Sánchez García	Propuestos
Muy leve	< 0.1 0.07	0.10	0.07
Leve	0.10 – 0.25 0.175	0.20	0.17
Moderado	0.25 – 0.40 0.325	0.35	0.33
Severo	0.40 – 0.80 0.6	0.60	0.55
Destrucción	>0.80 0.8	0.90	0.76

Los índices iniciales para la matriz de daño están basados en los índices de Park, Ang y Wen, dado que estos han sido calibrados con diferentes estudios y daños de terremotos reales y son los que cuentan con mayor aceptación. Sus autores consideran la existencia de colapso desde 0.8, mientras que Stone y Taylor (Stone *et al.* 1993) lo proponen a partir de 0.77. Considerando esto se tomo 0.76 como valor para el índice del nivel de destrucción o colapso. En la elección de los índices de los niveles severo y moderado se ha intentado ser conservativos, dado la intensa discusión sobre estos para reducir su valor.

La calibración se hace por nivel de daño y solo para los índices correspondientes a los grupos de variables considerados en cada evaluación que calibra el sistema. En la capa de salida el aprendizaje utiliza el algoritmo de Kohonen, como se ve en la ecuación (7).

$$I_{kj}(t+1) = I_{kj}(t) + \alpha(t)[I_{kj}(t) - I_{kj}] \quad (7)$$

donde  $I_{kj}$  es el valor del índice de un grupo de variables  $k$  que presenta un nivel  $j$ , que se recalcula considerando una tasa de aprendizaje  $\alpha$  y la diferencia entre el índice resultante de la presente evaluación y el índice previo en cada nivel de daño  $j$ . En la ecuación (8) se define la tasa de aprendizaje de la ecuación (7).

$$\alpha(t) = 0.1 * \text{Exp}(-0.1 * t) \quad (8)$$

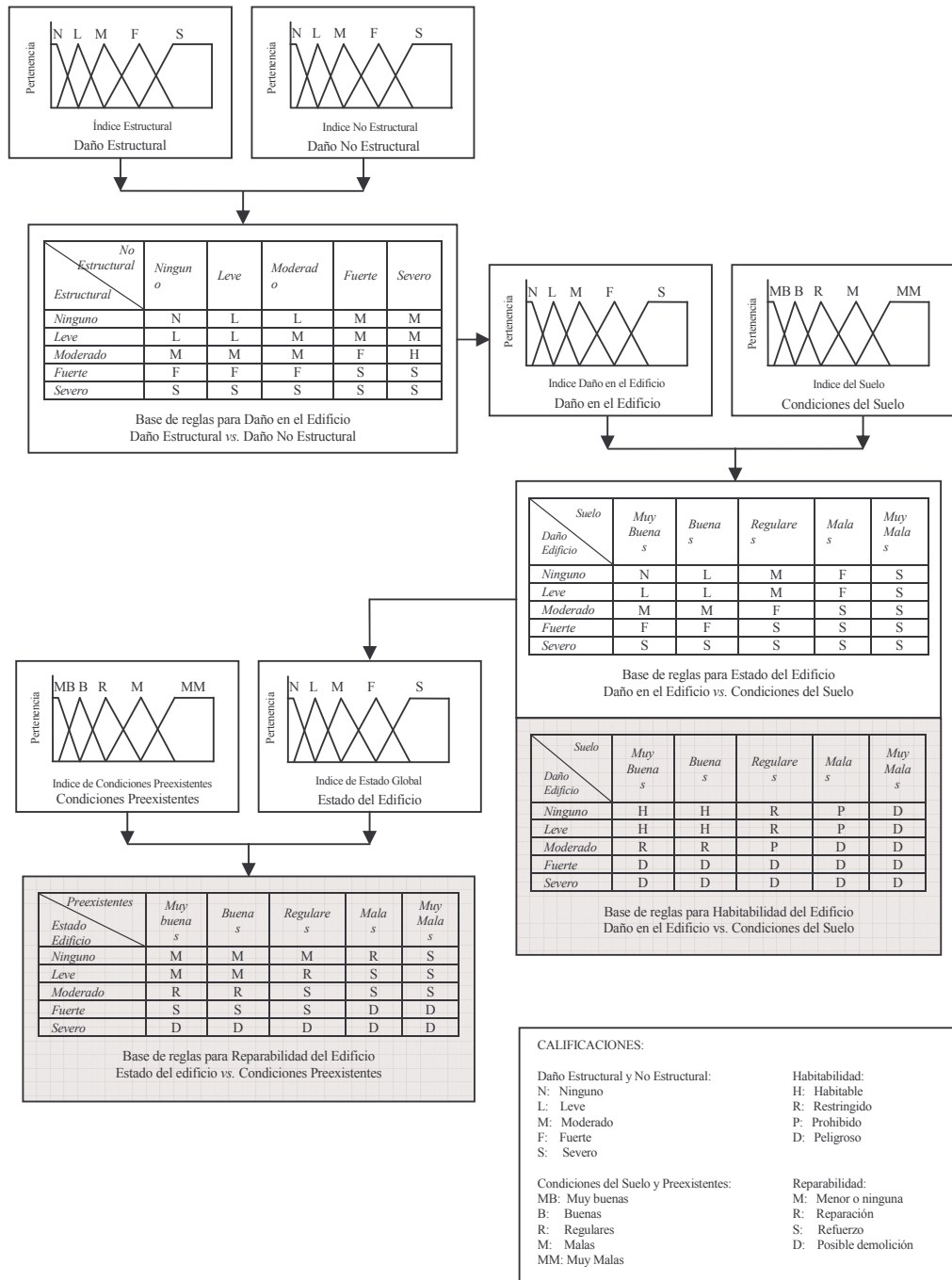
donde  $t$  es el número de veces que el índice o peso que se calibra ha sido usado. Para el entrenamiento de la red se utilizaron las evaluaciones hechas después del terremoto del Quindío en Colombia en 1999. En el entrenamiento no se tuvieron en cuenta sistemas estructurales como pórticos en madera y acero, esto debido a la ausencia de estos sistemas estructurales en la zona afectada por el sismo. Se utilizaron pocos edificios con pórticos en concreto reforzado con muros de cortante, esto debido al reducido número de evaluaciones de estructuras de este tipo.

### 3.3 Bases de reglas fuzzy

La habitabilidad y reparabilidad del edificio que se evalúa son estimadas basándose en el nivel de daño de los elementos estructurales y no estructurales, el estado del suelo y las condiciones preexistentes. La Figura 8 ilustra el uso de reglas difusas para estas estimaciones. El nivel de daño global del edificio es deducido a partir de los resultados de daño estructural y no estructural; y tiene cinco posibles calificaciones: ninguno, leve, moderado, fuerte y severo. El estado global del edificio y la habitabilidad son estimados teniendo en cuenta el daño global del edificio y las condiciones del suelo en dos diferentes bases de reglas fuzzy. La habitabilidad puede ser clasificada en cuatro niveles: habitable, uso restringido, prohibida la entrada y peligroso. La reparabilidad depende de otra base de reglas que contempla las condiciones preexistentes de la edificación, aquí se contribuye a definir la factibilidad técnica y económica de una reparación. La reparabilidad tiene cuatro posibles niveles: ninguna o reparaciones menores, reparación, refuerzo, y posible demolición, estos niveles son identificados usualmente con colores en los manuales de evaluación, así: verde, amarillo, naranja y rojo. Para cada edificio que se evalúa con este sistema es posible ayudar en dos decisiones críticas que son básicas en la fase de respuesta a la emergencia después de ocurrido un sismo fuerte. En la figura 8 se ilustra la presentación de los resultados dada por el programa.

## 4 CONCLUSIONES

- Después de una completa revisión de los diferentes manuales para evaluación post-sísmica de daño, se propone un sistema experto innovador que apoye el proceso de evaluación. Para el desarrollo de esta herramienta se han tenido en cuenta las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos.
- El sistema experto fue desarrollado utilizando técnicas de inteligencia artificial como las redes neuronales artificiales y la teoría de conjuntos difusos. Este tipo de herramientas es apropiado en esta práctica, debido al carácter subjetivo de la evaluación de los daños y que la información suele ser incompleta.
- Evaluaciones hechas por ingenieros expertos después del terremoto del Quindío, en Colombia, en 1999, han sido utilizadas para el entrenamiento del sistema.



**Figura 8.** Procedimiento para determinar la Habitabilidad y Reparabilidad

- Se confirmó la necesidad de tener un método preestablecido para la evaluación del daño en edificios en caso de un sismo fuerte en ciudades ubicadas en zonas de sismicidad considerable.
- El uso de herramientas de inteligencia artificial en la ingeniería civil ha tenido muy poca difusión, es recomendable promover su uso para dar soluciones adecuadas y rápidas a problemas en este campo del conocimiento.

**a)**

**b)**

**c)**

**d)**

**Figura 9.** Presentación de los resultados de una evaluación de daños realizada con el sistema “EDE – Manizales”

## 5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente patrocinado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España, N° de referencia del proyecto REN2002-03365/RIES y por la Comisión Europea, Proyecto Risk-UE, contrato EVK4-CT-2000-00014, y el programa de ayudas académicas del ProVention Consortium del Banco Mundial.

## REFERENCIAS

- 1.- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2002). Guía Técnica para Inspección de Edificaciones Después de un Sismo”. Manual de Campo. Bogotá, D.C., Colombia.
- 2.- Applied Technology Council (1989). Procedures for postearthquake safety evaluation of buildings, ATC-20. Redwood City, CA.
- 3.- Applied Technology Council, (1985). Earthquake damage evaluation data for California, ATC-13. Redwood City, CA.
- 4.- Campos, A., (1999). Memoria Técnica del Censo de Inmuebles Afectados por el Sismo del 25 de Enero de 1999 en El Eje Cafetero. Ministerio de Desarrollo Económico. In Spanish.. Bogotá D.C., Colombia.

- 5.- Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) (1996). In Spanish. México. Norma para la Evaluación del Nivel de Daño por Sismo en Estructuras y Guía Técnica de Rehabilitación (Estructuras de Concreto Reforzado). Cuadernos de Investigación, Numero 37.
- 6.- FEMA, Federal Emergency Management Agency, (1999). "Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS", Technical Manual, Vol. I, II and III, First edition 1997, National Institute of Buildings Sciences of Federal Emergency Management Agency, Washington.
- 7.- Goretti A., (2001). Post- earthquake building usability: a Assessment. Technical Report SSN/RT/01/03.
- 8.- Instituto de Ingeniería Sísmica y Sismología –IZIIS. (1984). In Spanish. Metodología y Procedimiento para la Evaluación de Daños Producidos por Terremotos. Universidad "Kiril y Metodij" – Skopje, Yugoslavia.
- 9.- Park Y.J., Ang A. and Wen Y. (1984). Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings. Structural Research Series, Report No 516, University of Illinois at Urban-Champaign, Urbana
- 10.-Rodríguez, M. y Castrillón, E. (1995). In Spanish. Instituto Nacional de Ingeniería UNAM. Manual de Evaluación Postsísmica de la Seguridad Estructural de Edificaciones. Basado en investigaciones Realizadas para el Departamento del Distrito Federal. Series del Instituto de Ingeniería 569.
- 11.-Sanchez-Silva, M. and García, L. Earthquake Damage Assessment Based on Fuzzy Logic and Neural Networks. EERI Earthquake Spectra, Vol. 17, N. 1, February, pp. 89-112. Oakland, California,
- 12.-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1998). A.C. Secretaria de Obras y Servicios Gobierno del Distrito Federal. In Spanish. Manual de Evaluación Postsísmica de la Seguridad Estructural de Edificaciones.
- 13.-Stone, W.C., Taylor A.W. (1993). Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in Accordance with AASHTO/CALTRANS standards, NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD

## ANALISIS POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE H/A DE LA CIUDAD DE SALTA, ARGENTINA

Roberto Aguiar Falconí<sup>(1)</sup>, Lía Haarala Orosco<sup>(2)</sup> y Roberto Caro Bassani<sup>(2)</sup>

(1) Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Quito Ecuador

(2) Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional de Salta  
Salta Argentina

### RESUMEN

Se presenta un estudio de peligrosidad sísmica para la ciudad de Salta mediante el cual se determina la aceleración máxima del suelo en Roca para cuatro eventos sísmicos denominados: frecuente, ocasional, raro y muy raro que tienen períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años. En base a estos resultados y considerando como base la forma del espectro elástico de la Norma INPRES CIRSOC 103 vigente al 2004 se determinan cuatro espectros para los sismos indicados, con los cuales se va a verificar el desempeño sísmico de un edificio de Hormigón Armado construido en la ciudad de Salta en el 2000.

Se determina la curva de capacidad sísmica resistente del edificio, en forma espacial, empleando el programa CEINCI3 y los resultados se comparan con los obtenidos por el programa ETABS. Posteriormente se encuentra el espectro de capacidad del edificio y se hallan los desplazamientos laterales máximos ante cada uno de los sismos anotados en el párrafo anterior empleando el método del espectro de capacidad. Con los desplazamientos laterales se halla en la curva de capacidad sísmica el desempeño que va a tener la estructura, todo esto en forma gráfica.

Finalmente se indica el desempeño que tendría la estructura en análisis modificando la calidad del hormigón y el detallado del refuerzo transversal tanto en vigas como en columnas.

### ABSTRACT

A seismic hazard study for the city of Salta determining the highest soil acceleration in rock is presented. Four seismic events are determined: frequent, occasional, rare and very rare with recurrence intervals of 43, 72, 475 and 970 years. Using these results and considering as basic the elastic spectrum form of the INPRES CIRSOC 103 Norm in force at 2004, four spectrum for the indicated seisms are determined, with which the seismic performance of a reinforced concrete structure built in Salta in 2000 is verified.

The seismic resistant capacity of the building is determined, in 3-d form, using the CEINCI3 program and the results are compared with those obtained with the ETABS program. After that the capacity spectrum of the building is founded and the maximum lateral displacement for each of the seisms anoted in the previous paragraph are also solved using the capacity spectrum method. With these lateral displacements the performance in the seismic capacity curve is calculated, all of these in graphic form.



Finally the structural performance of the building modifying the concrete quality and the detailment of the transversal reinforcement in beams and in columns is indicated.

## 1. INTRODUCCIÓN

Salta es una de las provincias con mayor superficie de la Argentina, tiene 155488 Km<sup>2</sup> y tiene una población aproximada de un millón de habitantes de tal manera que su densidad poblacional es muy baja. La provincia se encuentra al noroeste y limita al norte con la provincia de Jujuy y la República de Bolivia, al este con las provincias del Chaco y Formosa y la república de Paraguay, al sur con las provincias de Catamarca, Tucumán y Santiago del Estero y al oeste con la República de Chile. La capital de la Provincia es la ciudad de Salta que tiene una gran riqueza colonial.

Históricamente la Provincia de Salta se ha visto afectada por los movimientos telúricos como se puede apreciar en la figura 1 en que se indican los principales eventos registrados desde la época de la colonia hasta inicios del siglo XX, Quispe et al (2003). Basta recordar el sismo del 13 de septiembre de 1692 de magnitud 7.3 que destruyó la ciudad de Esteco una de las poblaciones más importantes de la Provincia.

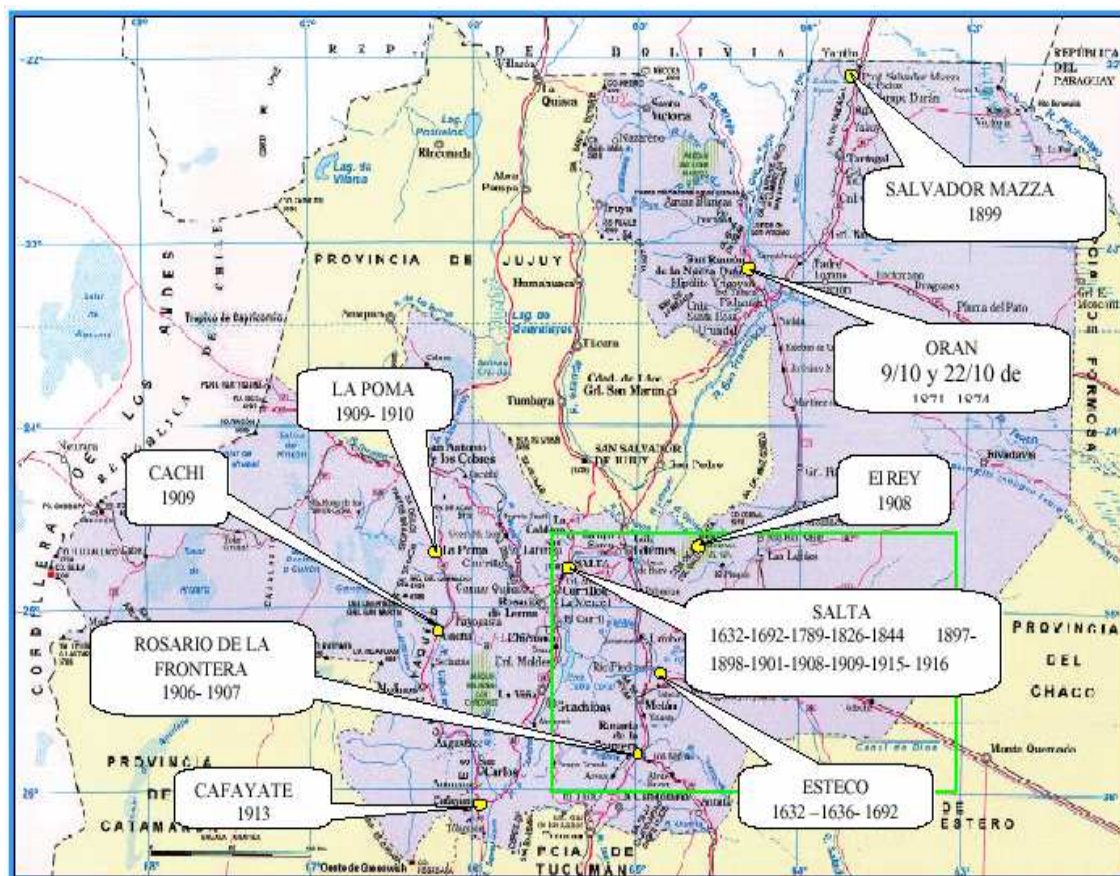


FIGURA 1: Mapa de la provincia de Salta- Sismos históricos

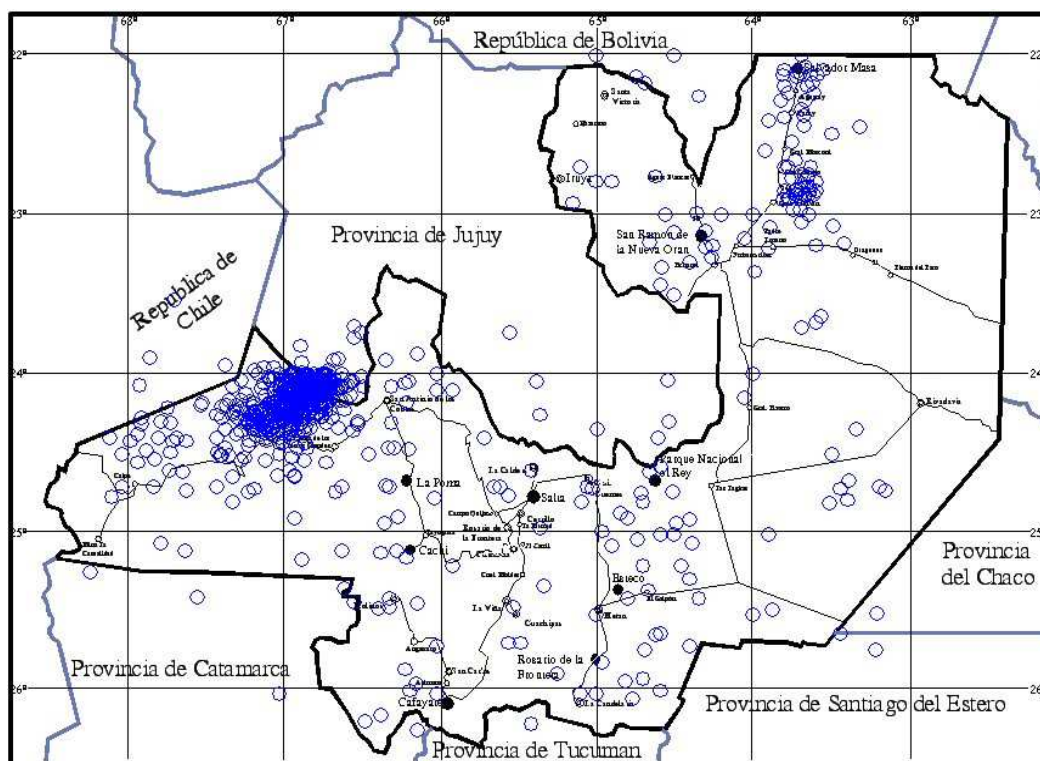
Por otra parte el gran avance que ha tenido el Análisis Sísmico por Desempeño, a nivel mundial, Seac (1995), Chopra y Goel (1999), Priestley (2003), ha originado el desarrollo de

importantes programas de computación como el **CEINCI2** que sirve para el análisis en dos dimensiones y el **CEINCI3** para el análisis en 3 dimensiones, Aguiar (2002 y 2003).

Al contar con los programas mencionados u otros, es factible predecir en forma virtual el probable desempeño, en términos estructurales y económicos, que tendrá un edificio ante diferentes sismos. Al conocer en un ordenador la forma como se va a comportar se pueden tomar las acciones necesarias para mitigar los daños que puedan registrarse en caso de un sismo determinado y de esa manera se estaría precautelando las vidas y los bienes materiales.

## 2. SISMICIDAD DE LA PROVINCIA DE SALTA

En la figura 2 se aprecia los epicentros de los sismos registrados en la Provincia de Salta de acuerdo al catálogo cedido por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica INPRES (2004) y que han sido complementados con los registros históricos por Quispe et al (2003). Nótese que existe un nido sísmico en la zona nor oeste.



**Figura 2** Sismos registrados entre 1692-2000.

En el siglo XX el sismo más destructivo que afectó a la Provincia de Salta fue el registrado el 25 de agosto de 1948 que tuvo una magnitud de 7 y una intensidad de IX y a más de Salta fue afectada la provincia de Jujuy.

## 3. ZONAS SISMOGENÉTICAS Y MAGNITUD MÁXIMA

Para determinar la Peligrosidad sísmica de la ciudad de Salta se consideró el área geográfica comprendida entre los paralelos -22 y -26.3 grados de latitud sur y los meridianos -62 y -68.2 grados de longitud oeste, que es la que se ha venido presentando en las figuras 1 y 2. En

éste rectángulo se analizó la ubicación de los epicentros, las fallas geológicas, la información tectónica, se hicieron varios cortes y se ubicó los hipocentros de los sismos. Con toda la información histórica disponible y la instrumental se han definido cinco zonas sismogénéticas las mismas que se indican en la figura 3 y brevemente se describen a continuación. Los números que constan en los recuadros de dicha figura corresponden al número de sismos registrados.

### 3.1 Zona Sismogénética 1

Ubicada en el NE de la Provincia de Salta, con una sismicidad superficial y profunda. Del análisis de la tectónica de la región, coincide con el frente de deformación de las Sierras Subandinas, que comprende una serie de fallas activas, de tipo inversa, con rumbo aproximado norte-sur, en escamas.

En cuanto la magnitud máxima que puede esperarse, sólo puede darse una aproximación considerando las longitudes totales de fallas extraídas de los mapas geológicos disponibles, aplicando ábacos según Slemmons (1982). Se obtiene para una falla de 200 Km. un sismo de magnitud  $M_{max}=6.8$  aproximadamente. Haciendo el análisis de los datos según la ley de Gutenberg-Richter, se determina que para sismos superficiales cabe esperar una magnitud máxima  $M_s=7.1$ , mientras que si se consideran todos los eventos (superficiales y profundos) se obtiene una  $M_s=6.9$ .

En el catálogo, la máxima magnitud correspondiente a la sismicidad superficial es de  $M_s=6.4$ , por lo que se considera apropiado considerar una magnitud máxima de 7, una distancia promedio de 270 Km. y una profundidad de 30 Km.

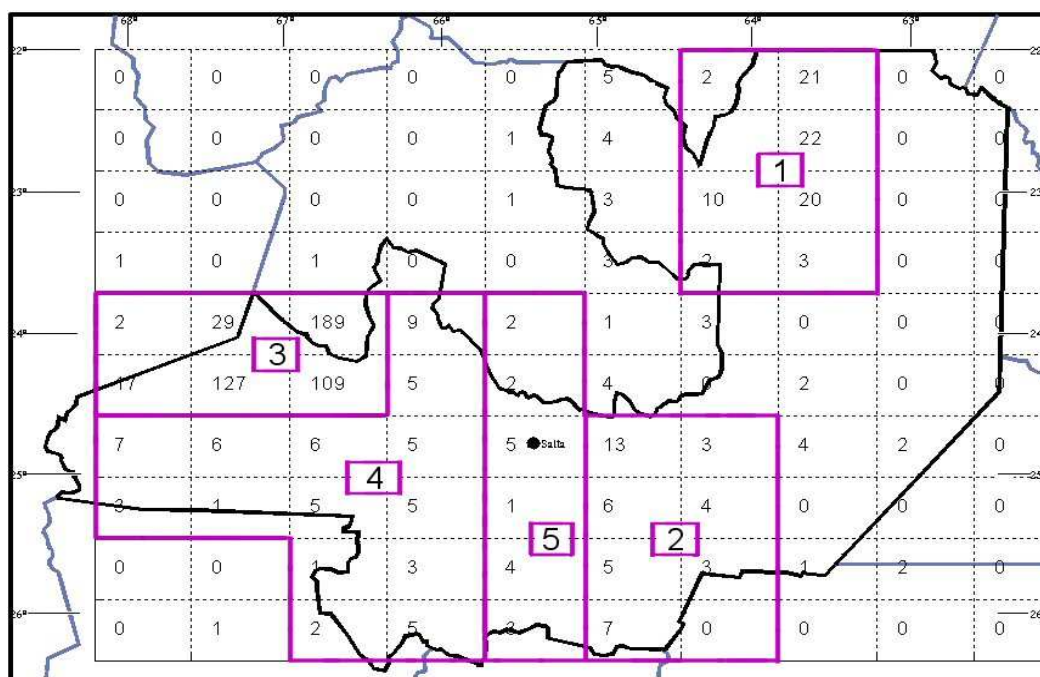


Figura 3 Zonas Sismogénéticas consideradas en el estudio.

### 3.2 Zona Sismogénética 2

Ubicada al SE de la Ciudad de Salta. Se caracteriza por una sismicidad intensa superficial, que ha afectado a la Ciudad de Salta grandemente. Los mayores sismos históricos han

sido originados en esta región sismogénica. Del análisis de la tectónica de placas, la región está surcada por varias fallas activas que son continuación del frente de ruptura norte, pero se considera una fuente separada ya que la característica eminentemente superficial de sus eventos intensos hace que sean determinantes en la definición de la peligrosidad sísmica de la zona en estudio.

La magnitud máxima esperada (por longitud total de fallas) es de 6.7. En el catálogo se le han asignado a dos sismos históricos valores de 7 y según ley de Gutenberg-Richter, se obtiene una magnitud máxima de Ms 7.44 para sismos superficiales que varía muy poco si se consideran también los eventos profundos, por lo que a los fines de este estudio y con los datos disponibles, se considera apropiado asignarle el valor de 7.5., una distancia media de 100km y una profundidad entre 20 y 40 Km.

### **3.3 Zona Sismogénica 3**

Localizada al NO de la ciudad, a una distancia promedio de 220 Km. Se caracteriza por una sismicidad profunda, cuyos efectos en general no son percibidos en la Ciudad de Salta. Los movimientos originados en esta región corresponden a la zona de Benioff por lo que se deben a la subducción de la placa del Pacífico en la Sudamericana, de allí el carácter profundo de los mismos. Considerando la ley de Gutenberg-Richter, se tiene una magnitud máxima de Ms=6.6 y de carácter eminentemente profunda,

### **3.4 Zona Sismogénica 4**

Se halla al SO de la ciudad. Corresponde a una sismicidad superficial, debida al movimiento de fallas locales, que muestran en general una sismicidad moderada, y que afecta principalmente a las localidades ubicadas en los Valles Calchaquies. Está ubicada a una distancia media a la Ciudad de Salta de 160 Km. con una profundidad de 45 Km. y una magnitud máxima probable de 6.7. El valor máximo reportado en el catálogo es de 6.5 para la sismicidad superficial de la zona. Según la ley de Gutenberg-Richter, se debe esperar un sismo máximo de magnitud Ms=6.3 considerando los datos de sismos superficiales y de 6.9 considerando todos ellos. Por ello y dado la escasez de datos para hacer mayores inferencias, se le asigna un valor de 6.9 .

### **3.5 Zona Sismogénica 5**

Se ubican en esta zona escasos eventos cercanos a la Ciudad de Salta, son eventos superficiales con una profundidad focal media de 49.21 Km. y una magnitud máxima reportada en el catálogo de 5.8.

Se considera que las zonas 2 y 5 son determinantes en la estimación de la amenaza sísmica para la Ciudad de Salta, debido a su actividad (zona 2) y cercanía (zona 5). En menor medida se ubican la zona 1, zona 4 y por último la zona 3.

## **4. SISMICIDAD DE CADA ZONA SISMOGENÉTICA**

La información sísmica instrumental en la mayor parte de las regiones del mundo empieza a tenerse a partir de 1960 en que se comenzaron a instalar las redes sísmicas. Antes de esa fecha en los catálogos sísmicos no hay información de los sismos de baja magnitud, únicamente existe información de los sismos de gran magnitud. Por este motivo en todo estudio de



peligrosidad sísmica se realiza en primer lugar un estudio que se denomina de completitud de la información sísmica, que consiste en determinar el tiempo en el cual la tasa anual de ocurrencia de los sismos permanece constante para ello se clasifica la información sísmica registrada en cada área fuente por magnitudes y por intervalos de tiempo en cada una de las zonas sismogénicas.

Por motivo de espacio no se indica el estudio realizado de completitud de la información sísmica. Únicamente se manifiesta que en la zona de estudio y para todas las zonas sismogénicas se asegura completitud en el período comprendido entre 1963 y 2003 es decir 41 años. Para este período de tiempo los resultados del estudio estadístico son los indicados en la Tabla 1.

Los resultados que muestra la tabla 1 corresponden a la sismicidad superficial, entendida como tal la que se registra en los primeros 70 Km. de la corteza. La columna 1 designa a las cinco zonas sismogénicas consideradas. La columna 2 muestra las medias de los valores de magnitud del catálogo sísmico, y la columna 3 las desviaciones estándar. H denota la profundidad media de los focos, a y b son los parámetros de la relación de Gutenberg-Richter, determinadas por regresión. Las dos últimas columnas muestran las magnitudes esperadas para períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, respectivamente, determinados considerando la ocurrencia de sismos como un proceso de Poisson ( $M_{ST1}$ ) y de valores de extremos Gumbel tipo I ( $M_{ST2}$ ).

**Tabla 1** Resultados para un período de tiempo de 41 años, y sismicidad superficial

Zona	Media Ms	Std	H Km.	A	b	$M_{ST1}$	$M_{ST2}$
1	4.59	0.38	34.00	4.00	-1.07	5.25 5.46 6.22 6.51	5.53 5.68 6.24 6.46
2	4.70	0.45	32.90	3.15	-0.78	6.11 6.40 7.44 7.84	5.81 5.99 6.66 6.91
3	4.30	0.36	31.10	5.78	-1.53	4.85 5.00 5.54 5.74	5.19 5.34 5.87 6.07
4	4.19	0.54	60.00	6.31	-1.62	4.92 5.05 5.56 5.75	5.53 5.74 6.54 6.84
5	4.36	0.62	51.00	3.98	-1.11	5.07 5.27 6.01 6.29	5.89 6.14 7.06 7.41

En la tabla 2 se muestran los períodos de retorno para sismos de magnitud 6, 6.5, 7 y 7.5 correspondientes a cada una de las zonas sismogénicas consideradas, para sismicidad superficial y un período de datos de 41 años y considerando un proceso de Poisson para el tratamiento estadístico.

**Tabla 2** Períodos de retorno para sismos intensos (Poisson)

Zona	Ms=6	Ms=6.5	Ms=7	Ms=7.5
1	277	953	3.280	11.300
2	35	87	214	526
3	2.440	14.300	82.000	477.000
4	2.440	15.700	100.000	650.000
5	463	1.660	5.930	21.200

## 5. RESULTADOS DEL ESTUDIO DE PELIGROSIDAD SÍSMICA

Se aplicaron varias fórmulas de atenuación de la aceleración máxima del suelo en función de la magnitud y distancia epicentral, y se determinaron los valores probables de aceleraciones máximas en roca para la Ciudad de Salta. Tales fórmulas no son locales, pues no se tiene aún una expresión basada en registros locales por lo que se utilizó las que fueron determinadas para la zona oeste-central de país.

Los valores de magnitud utilizadas fueron en cada caso el valor mayor de los obtenidos utilizando las dos distribuciones mencionadas anteriormente.

Los resultados obtenidos, se comparan con los determinados en base a consideraciones realizadas para la determinación de la zonificación sísmica por parte de los sismólogos del Instituto Nacional de Prevención Sísmica y que dieron origen a los espectros de diseño vigentes en la Norma Sismorresistente actual. A tal fin se reprodujeron los resultados publicados y luego se hicieron los cálculos para los períodos de retorno considerados por Visión 2000.

Teniendo en cuenta la envolvente de las zonas sismogénicas consideradas, tal como fue realizado por el proceso de zonificación sísmica realizada por el INPRES, se tienen los valores de aceleraciones máximas para roca en la Ciudad de Salta, como porcentaje de la aceleración de la gravedad indicados en la Tabla 3. La aceleración máxima en roca, en que se anclan los espectros de respuesta elásticos, para los tres tipos de suelos considerados se considera igual a 0.25 g (la norma INPRES CIRSOC considera aproximadamente un sismo raro).

**Tabla 3** Aceleraciones máximas en roca

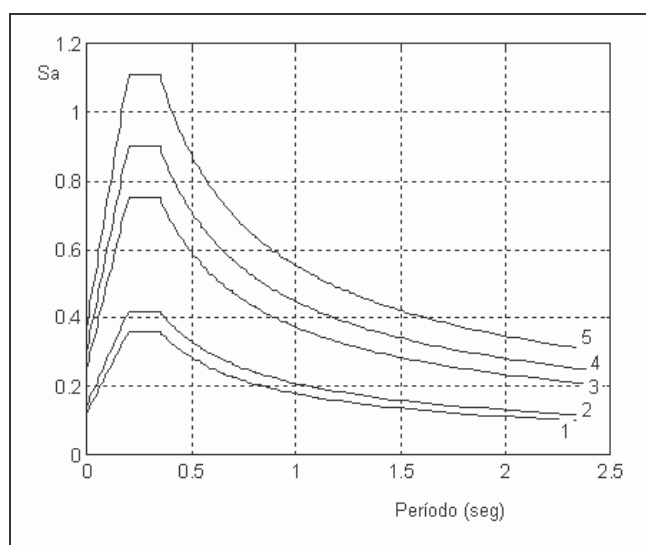
Tiempo de retorno en años	Este estudio	INPRES
43	0.12	0.065
72	0.14	0.084
475	0.29	0.222
970	0.37	0.320

Se vuelve a resaltar que siempre se eligieron los valores mayores, tanto de magnitud, como de las aceleraciones obtenidas en base a los distintos modelos de atenuación considerados.

## 6. ESPECTROS DE ANÁLISIS

Se determinan los espectros de diseño para los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro en base al espectro de diseño de la norma INPRES-CIRSOC 103 en vigencia, mediante el simple método de multiplicar este último por parámetros iguales a la relación entre los valores de aceleraciones máximas en roca obtenidas. Resulta así que el espectro del sismo frecuente se obtiene multiplicando el espectro de diseño existente por 0.48; el ocasional, por 0.56, el raro por 1.16 y el muy raro por 1.48.

La estructura que se va a analizar se halla ubicada en un suelo tipo S1, razón por la cual únicamente se indican las formas espectrales para ese tipo de suelo en la figura 4. El espectro notado con 1 corresponde al sismo frecuente, el 2 al ocasional, el 4 al sismo raro y el 5 al sismo muy raro. El espectro 3 es el que está inmerso en la Norma INPRES-CIRSOC 103 que no se va a utilizar en el presente estudio.



**Figura 4** Espectros de análisis considerados en el estudio para un perfil de suelo S1

## 7. ESTRUCTURA DE ANÁLISIS

Se va a analizar el desempeño que tendría un Edificio de 3 pisos situado en la ciudad de Salta que fue construido en el 2000; con un hormigón que tiene una resistencia máxima a la compresión de 17 MPa y un acero de 420 MPa. No se pretende alarmar a los usuarios del edificio sobre el desempeño que va a tener el mismo ante los sismos con los cuales se van a analizar por lo que se evitará dar mayores detalles de la estructura.

A groso modo se indica que la estructura está conformada por un sistema aporticado en base a vigas y columnas rectangulares. La losa de piso es maciza de 15 cm. de espesor. El refuerzo transversal de las vigas está constituido por un estribo simple de 6 mm. de diámetro espaciado cada 12 cm. en los apoyos y 16 cm. en el centro de luz; las columnas tienen estribos simples de 8 mm. de diámetro y con la misma separación.

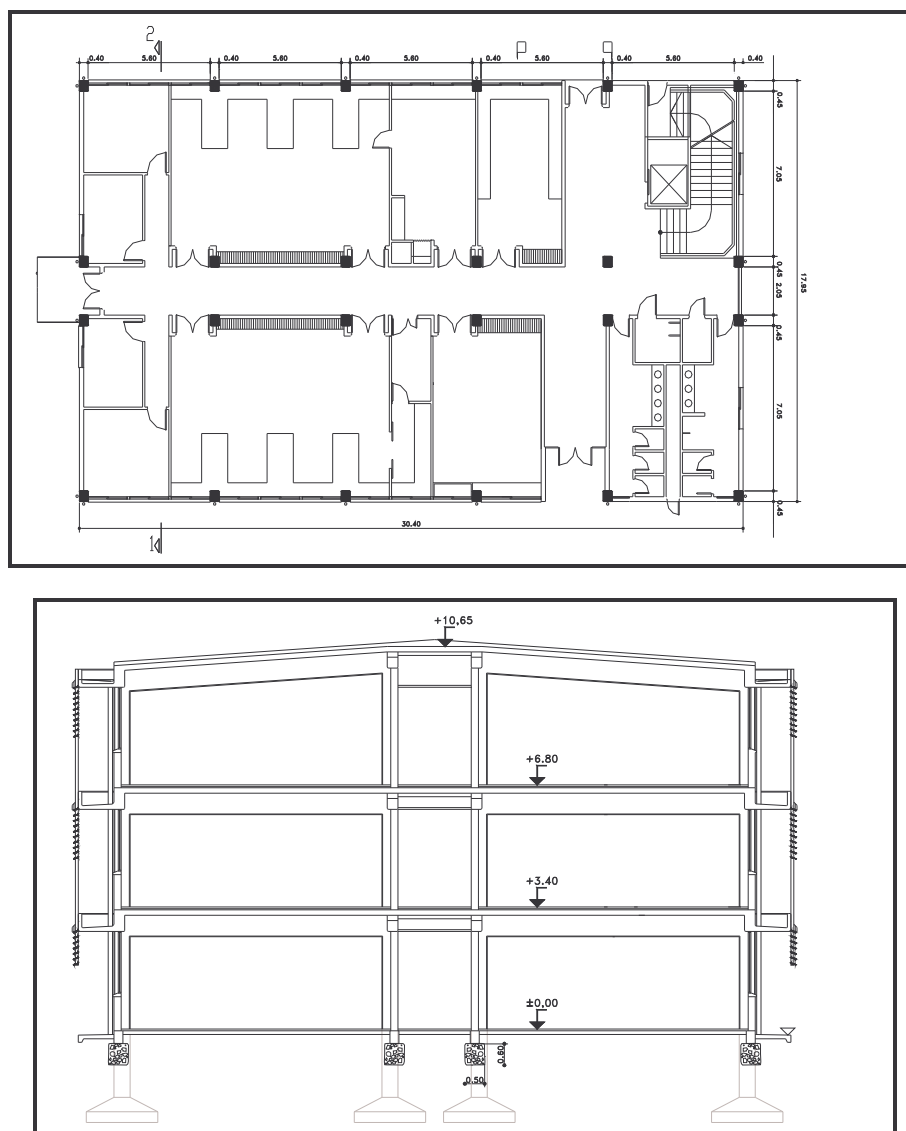
Al sentido más largo de la planta indicada en la figura 5 se denomina dirección X y al sentido perpendicular, dirección Y. En sentido X se tienen 4 pórticos con luces de 7.50 m, para los vanos exteriores y 2.50 m. para el vano central. En sentido Y se tienen 6 pórticos espaciados cada 6.0 m.

Una columna típica tiene una sección transversal de 40/45 cm. y una armadura longitudinal de 16  $\phi$  de 12 mm. en la planta baja, en los pisos superiores está armadura va disminuyendo. Las vigas son de 30/55 en la dirección X con armadura longitudinal de 2  $\phi$  de 12 mm. en la parte superior y 3  $\phi$  de 12 mm. en la parte inferior; además de ello existen algunos adicionales de refuerzo en los extremos de 12 mm. de diámetro. En el sentido transversal las vigas que cubren la luz de 7.50 m. son de 30/70 y la viga del centro de 30/55 con armadura un poco mayor a la de los pórticos en sentido X.

El hierro utilizado es Acindar que tiene en realidad un límite de fluencia de 480 MPa pero que se lo comercializa como de 420 MPa. El esfuerzo máximo a la rotura es de 770 MPa; la deformación del acero al inicio de la zona de endurecimiento es 0.018 y el módulo en la zona de endurecimiento es 2116.788 MPa. Estos datos fueron utilizados para definir el modelo trilineal del acero con el cual se realizó el análisis por desempeño. Para el hormigón se trabajó con el modelo de hormigón confinado de Park y Priestley (1982).



Se consideró una carga muerta de  $1.11 \text{ T/m}^2$  y una carga viva de  $0.25 \text{ T/m}^2$  para los pisos uno y dos. Para el tercer piso la carga muerta fue de  $0.90 \text{ T/m}^2$  y la carga viva de  $0.10 \text{ T/m}^2$ . Por otra parte cada planta tiene un área de  $525 \text{ m}^2$ . La altura de los entrepisos es de  $3.40 \text{ m}$ .



**Figura 5** Distribución en planta baja y corte del edificio analizado.

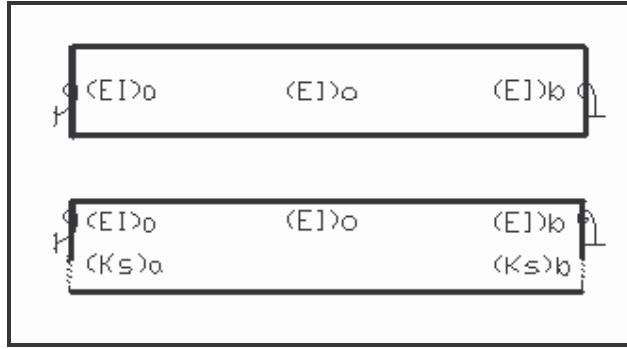
## 8. MODELO DE PLASTICIDAD

La estructura analizada tiene deficiencia en la armadura transversal, en consecuencia la falla que se va a presentar en los elementos es de corte antes que de flexión, razón por la cual se seleccionó el modelo de Thom et al (1983) que concentra la inelasticidad en dos resortes uno de ellos que trabaja a flexión y otro que trabaja a corte. Estos dos resortes que trabajan en paralelo se ubican en los extremos del elemento como se aprecia en la parte inferior de la figura 6. En la parte superior de dicha figura se indica el modelo de Giberson (1969) que solo trabaja a flexión pero este modelo no es adecuado utilizarlo ya que supone que no se va a presentar la falla por corte. En cambio con el modelo de Thom et al (1983) se da la posibilidad de que el programa analice y vea en base a la capacidad resistente si se presenta o no la falla de corte.

Se ha denominado  $(EI)_a$ ,  $(EI)_o$ ,  $(EI)_b$  a la rigidez a flexión en el nudo inicial, centro de luz y nudo final. Por otra parte  $(K_s)_a$ ,  $(K_s)_b$  son la rigidez a corte en el nudo inicial y final.

La matriz de flexibilidad  $f$  asociada a las rotaciones del elemento, indicado en la figura 6. Para el modelo de Giberson esta matriz resulta:

$$f = \frac{L'}{6(EI)_o} \begin{bmatrix} \left(1 + \frac{(EI)_o}{(EI)_a}\right) & -1 \\ -1 & \left(1 + \frac{(EI)_o}{(EI)_b}\right) \end{bmatrix} \quad (1)$$



**Figura 6** Modelos de plasticidad extendida de Giberson (1969) y de Thom et al (1983).

donde  $L'$  es la luz libre del elemento. Los términos  $(EI)_a$ ,  $(EI)_o$ ,  $(EI)_b$  se obtienen del diagrama momento curvatura. Se destaca que al invertir la matriz de flexibilidad se encuentra la matriz de rigidez y a partir de esta matriz utilizando la matriz de transformación de coordenadas se determina la matriz de rigidez en coordenadas locales y globales del elemento considerando tres grados de libertad por nudo (Aguiar 2004). Para el modelo de Thom et al. (1983) la matriz de flexibilidad es la siguiente:

$$f = \begin{bmatrix} \frac{L'}{6(EI)_o} \left(1 + \frac{(EI)_o}{(EI)_a}\right) + \frac{1}{K_s(L')^2} & -\frac{L'}{6(EI)_o} + \frac{1}{K_s(L')^2} \\ -\frac{L'}{6(EI)_o} + \frac{1}{K_s(L')^2} & \frac{L'}{6(EI)_o} \left(1 + \frac{(EI)_o}{(EI)_b}\right) + \frac{1}{K_s(L')^2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

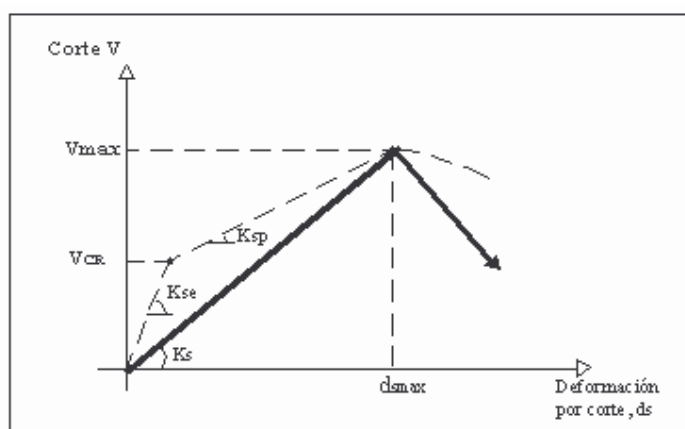
siendo  $K_s$  la rigidez al corte de una sección del elemento. Existen varios modelos para determinar la rigidez al corte que está sintetizado en Satyarno (2000), uno de ellos es el indicado en la figura 7 que relaciona la fuerza de corte con la deformación.

Park y Paulay (1975) presentan en forma muy extensa la deducción de las ecuaciones para determinar la rigidez en el rango elástico  $K_{se}$  y en el rango plástico  $K_{sp}$ , por unidad de distorsión al corte, estas son las siguientes:

$$K_{se} = \frac{0.4 E_c b d}{\beta} \quad (3)$$

$$K_{sp} = \frac{\rho_v \sin^4 \theta_{sp} \sin^4 \gamma (Cot \theta_{sp} + Cot \gamma)^2}{\sin^4 \theta_{sp} + n \rho_v \sin^4 \gamma} E_s b d \quad (4)$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{s b \sin \gamma} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$



**Figura 7** Modelo numérico de cálculo adoptado para definir la rigidez al corte

Las variables todavía no definidas son:  $E_c$ ,  $E_s$  módulos de elasticidad del hormigón y del acero,  $\beta$  factor de forma que toma en cuenta la distribución no uniforme de los esfuerzos de corte, para secciones rectangulares  $\beta = 1.2$ ,  $\theta_{sp}$  es el ángulo de inclinación de la falla por corte,  $\gamma$  es el ángulo del estribo con respecto al eje del elemento. Se puede considerar que  $\theta_{sp} = 45^\circ$  para vigas y  $\theta_{sp} = 30^\circ$  para columnas.

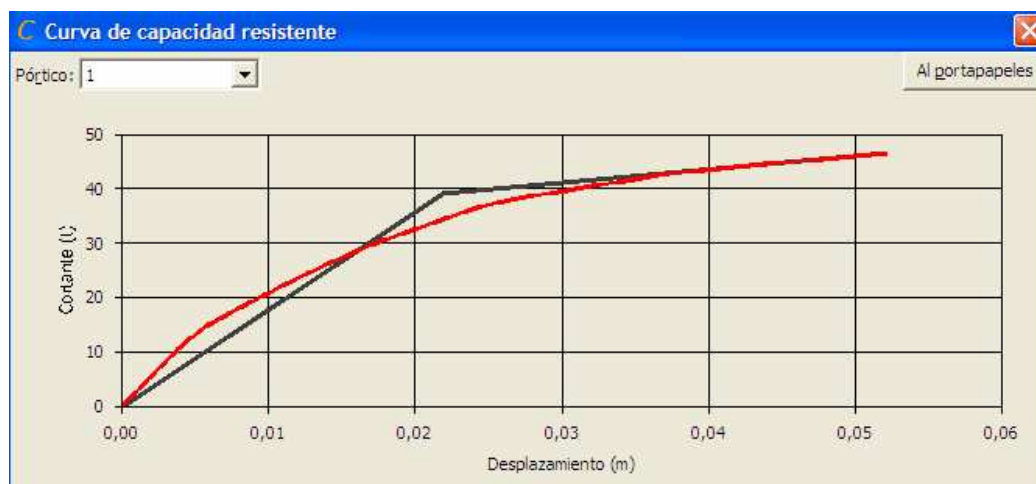
En Aguiar (2003) se presenta con detalle todas las ecuaciones que conducen al cálculo de la rigidez de corte, lo importante es destacar que en las relaciones momento curvatura se debe incluir la relación corte deformación y de este acoplamiento se determina la verdadera rigidez de los elementos.

En estructuras en la que se sospecha que la falla se va a presentar por corte debido a que tienen armadura transversal muy baja es importante encontrar su capacidad sísmica resistente utilizando un modelo que incorpore el efecto de corte al efecto de flexión y para ello se debe seleccionar con detenimiento el modelo de plasticidad adecuado que para el presente caso se ha considerado el de Thom et al (1983).

## 9. CAPACIDAD SÍSMICA EN DOS DIMENSIONES

Utilizando el programa CEINCI2, Aguiar (2002) se obtuvo la curva de capacidad sísmica resistente de cada uno de los pórticos de la estructura, curva que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio, para el efecto se trabajó con el modelo de plasticidad de Thom et al (1983). En el modelo se considera que los elementos horizontales son axialmente rígidos y todos los demás totalmente flexibles.

La curva de capacidad sísmica resistente se obtiene aplicando la Técnica del Pushover que consiste en aplicar cargas estáticas incrementales en una sola dirección hasta llevar la estructura al colapso. En la figura 8 se indica a modo de ejemplo la curva de capacidad sísmica del pórtico exterior en sentido X, en ella se aprecia el modelo bilineal que se obtiene de la curva con el criterio de iguales áreas. En el modelo bilineal se determina una rigidez elástica  $k_e$  y una rigidez plástica  $k_p$  que sirven para el modelo con tres grados de libertad con el cual se determina la curva de capacidad sísmica espacial. El límite de separación de estos dos valores viene dado por el punto de fluencia del pórtico.



**Figura 8** Curva de Capacidad sísmica del pórtico exterior en sentido X.

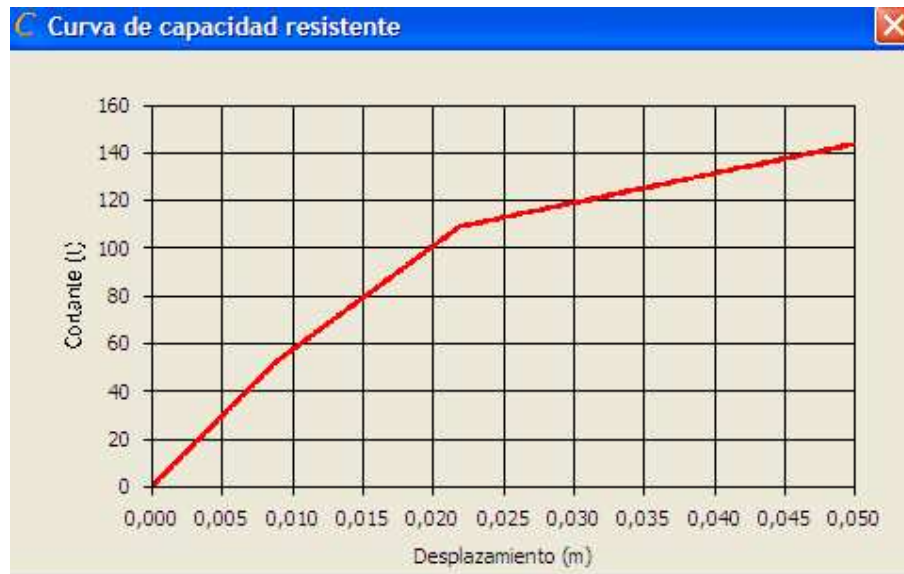
## 10. CAPACIDAD SÍSMICA EN TRES DIMENSIONES

El modelo numérico de cálculo con el cual se determina la curva de capacidad sísmica espacial en tres dimensiones considera que cada uno de los pórticos es un elemento de una estructura que une los elementos por medio de una losa que se considera totalmente rígida en su plano. Cada pórtico está definido por las rigideces  $k_e$ ,  $k_p$  y los desplazamientos a nivel de fluencia  $d_{fy}$  y corrimiento de fallo  $d_m$ . En base a estos datos se aplica la Técnica del Pushover aplicando fuerzas laterales incrementales en el Centro de Masa del edificio, Aguiar (2003).

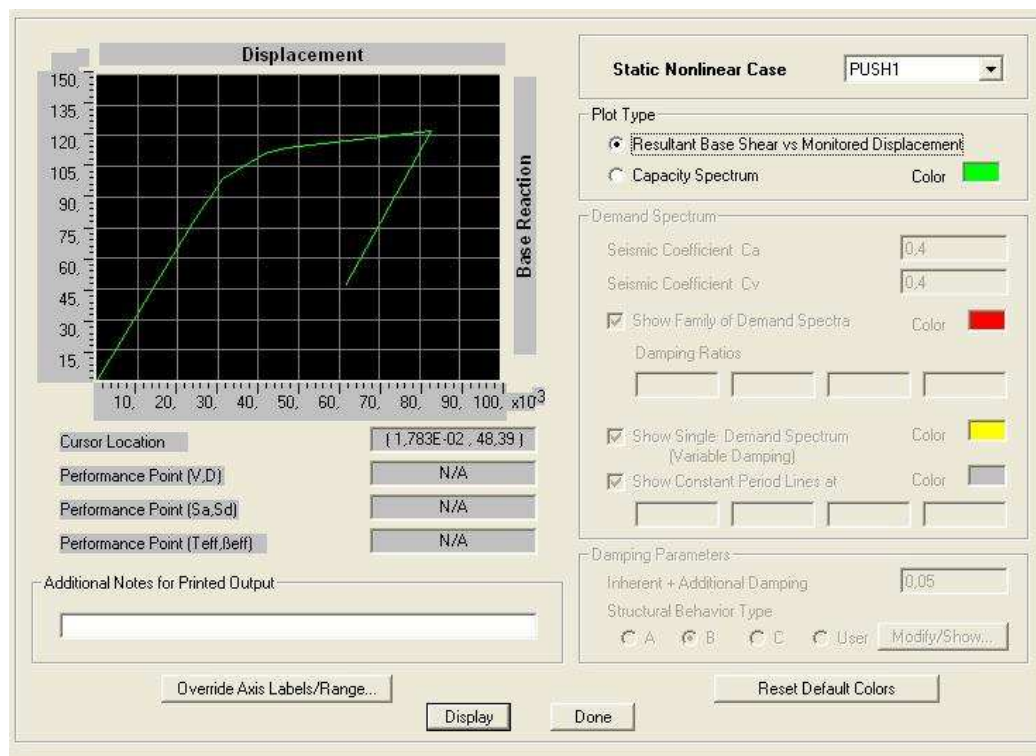
En la figura 9 se indica la curva de capacidad sísmica que se obtiene para la dirección X, con el programa CEINCI3 y en la figura 10 se indica la misma curva que se halla con el programa ETABS. En las dos figuras se aprecia que la estructura ingresa al rango no lineal con un cortante basal que está alrededor de las 110 T. y que el desplazamiento de fluencia está entre 2.5 y 3.0 cm.

Por otra parte se aprecia en las figuras 9 y 10 que el cortante máximo asociado al fallo es del orden de las 130 T. y el desplazamiento de fallo que reporta el CEINCI3 es de 5 cm. en cambio el ETABS reporta un desplazamiento que está por los 8 cm. Realmente existe una muy buena aproximación entre las dos curvas.

También se aprecia en las figuras 9 y 10 la poca capacidad que tiene la estructura de incursionar en el rango no lineal es decir la estructura tiene muy poca ductilidad y esto fundamentalmente se debe a la deficiencia del refuerzo transversal.



**Figura 9** Curva de capacidad sísmica en sentido X del edificio analizado, obtenida con CEINCI3



**Figura 10** Curva de capacidad sísmica en sentido X del edificio analizado, obtenida con ETABS

## 11. ESPECTRO DE CAPACIDAD

Una vez que se tienen las curvas de capacidad sísmica resistente para los sentidos X, e Y se obtiene el espectro de capacidad de la estructura que relaciona el desplazamiento espectral  $S_d$  con la aceleración espectral  $S_a$  para los dos sentidos de análisis. El espectro de capacidad de la

estructura es una definición que está asociada a un sistema de un grado de libertad. Las ecuaciones con las cuales se determinan el espectro de capacidad son las siguientes:

$$S_{dj} = \frac{D_{ij}}{\gamma_1 \phi_{i1}} \quad (5)$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{\alpha_1 M_T} \quad (6)$$

Se ha añadido el subíndice  $j$  a las variables del desplazamiento lateral  $D_i$  y del cortante basal  $V$  para indicar que para cada punto de la curva de capacidad resistente se debe hallar el respectivo desplazamiento espectral  $S_d$  y la aceleración espectral  $S_a$ . Las variables no definidas son:  $\gamma_1$  el factor de participación del modo 1,  $\alpha_1$  el factor de participación del modo 1 en el cortante,  $M_T$  la masa total del edificio y  $\phi_{i1}$  el máximo valor del primer modo de vibración para el punto  $j$ , normalmente se obtienen los modos de vibración de tal manera que el mayor valor sea la unidad.



**Figura 11** Espectro de capacidad y modelo bilineal de la estructura analizada en sentido X.

En la figura 11 se indica el espectro de capacidad de la estructura analizada en sentido X y el correspondiente modelo bilineal definido por un desplazamiento de fluencia  $D_{ty} = 1.65 \text{ cm}$ . Para el sentido Y el espectro de capacidad es similar.

## 12. DESEMPEÑO ESPERADO

Se utilizó el Método del Espectro de Capacidad, para determinar el punto de desempeño de la estructura ante cada uno de los sismos de análisis y se encontró que para la dirección X, el edificio no es capaz de resistir el sismo raro y el muy raro.

Para el sismo frecuente la estructura trabaja en el rango inelástico lo propio sucede con el sismo ocasional. En la figura 12 se indica el desempeño de la estructura en sentido X ante estos eventos.



Figura 12 Desempeño de la estructura en sentido X.

Para el análisis sísmico en sentido Y, la estructura los desplazamientos máximos esperados son 2.16 cm., 2.77 cm., y 4.38 cm., para los sismos frecuente, ocasional y raro. El muy raro no resiste la estructura y las demandas de ductilidad son 2.14; 2.77 y 4.38.

## 13. REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Interesa ver cual es el desempeño que va a tener la estructura si se cambia la calidad del hormigón a 21 MPa y considerando los siguientes casos:

- Los estribos que se utilizan en vigas y columnas están espaciados a 12 y 16 cm. como se tenía inicialmente. Los estribos de columnas son de 8 mm de diámetro como se tenía inicialmente. Únicamente se ha cambiado el diámetro del estribo de vigas de 6 mm. a 8 mm. Los resultados que se obtienen para este caso se indican en la figura 13. Nótese que ahora la estructura si es capaz de resistir los cuatro eventos sísmicos en la dirección X.
- Se mantienen los estribos indicados en el caso anterior pero adicionalmente se coloca una bincha (estribo suplementario) en las columnas de tal manera que tienen más confinamiento y ductilidad. Los resultados del desempeño se indican en la figura 14,



nuevamente para la dirección X. Como era de esperarse la estructura se comporta de mejor forma.



**Figura 13** Desempeño sísmico de la estructura en sentido X con estribos de 8 mm. en vigas.



**Figura 14** Desempeño sísmico de la estructura en sentido X con estribo suplementario en columnas.

## 14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha presentado un estudio de peligrosidad sísmica para la ciudad de Salta con el cual se han obtenido cuatro espectros para los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro que tienen períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años. Por otra parte se analizó el desempeño que tendría una edificación de tres pisos de hormigón armado construida en el 2000 ante los eventos mencionados. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Las aceleraciones máximas en roca para la ciudad de Salta para los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro son 0.12 g, 0.14 g, 0.29 g, y 0.37 g, respectivamente.
- La peligrosidad sísmica de la Provincia de Salta es considerable razón por la cual se deben tomar mayores precauciones en el diseño sísmico de las estructuras habida cuenta que la edificación analizada no fue capaz de soportar el sismo raro y muy raro. Por otra parte se observó que la estructura no tiene suficiente ductilidad.
- Se recomienda que todas las edificaciones de la Provincia de Salta sean construidas con un hormigón que tenga una resistencia a la compresión mínima de 21 MPa. De igual manera que se tengan mayores precauciones en el detallado del refuerzo transversal. El diámetro mínimo de estribos en vigas y columnas debe ser por lo menos 8 mm.
- Al mejorar el detallado del refuerzo transversal se mejora notablemente el comportamiento sísmico de la estructura, se incrementa la resistencia y la ductilidad del edificio.

## REFERENCIAS

1. Aguiar R. (2002), *Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Quito, Ecuador.
2. Aguiar R. (2003), *Análisis Sísmico por Desempeño*, Centro de investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 343 p, Quito, Ecuador.
3. Aguiar R., (2004), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera edición, 550 p, Quito.
4. Chopra A. and Goel R., (1999), "Capacity demand diagram methods for estimating deformation of inelastic structures: SDF systems", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Rep. No **PEER-1999/02**, University of California, Berkeley, California.
5. Giberson M. F., (1969), "Two nonlinear beams with definitions of ductility", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **Vol. 95, No ST2**, 137-157.
6. INPRES, (2004) *Catálogo de sismos entre los paralelos -22 y -26.3, y los meridianos -62 y 68.2*, San Juan, Argentina.
7. Park R., Priestley M. and Gill W. (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **108 (4)**, 929-950.
8. Park R. and Paulay T., (1975), "Reinforced Concrete Structures", *John Wiley & Sons, Inc.*, 769 p, New York.
9. Priestley M. J. , (2003), "Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited", *The*

*Ninth Mallet-Milne Lecture*, 53-59, Pavia, Italia.

10. Quispe C., Nelson E. y Orosco L., (2003) "Catálogo de sismos históricos de la Provincia de Salta", *XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica y 6to EIPAC*, 22p, Mendoza, Argentina
11. Satyarno I. (2000), "Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete buildings", *Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury*, 260 p, 2000.
12. SEAOC, (1995), "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", *Structural Engineers Association of California*, **Volume I**, Sacramento.
13. Thom C. W., Buckle I.G. and Fenwick R. C., (1983), "The effect of inelastic shear of the seismic response of structures", *Dept. of Civil Engineering University of Auckland*, **Report No 347**, 164 p, New Zealand.

## **NORMAS PARA LA PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS EN LA REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

1. *Todo trabajo debe ser inédito y se enviará al Comité Editor de la revista, el cual decidirá su aceptación o rechazo en función de un arbitraje realizado por especialistas en el área.*
2. *Es responsabilidad del autor obtener permiso para utilizar material que ya haya aparecido en otra publicación.*
3. *Los autores deberán suministrar sus artículos en disquetes o Cds y una copia impresa, todo en formato WORD. El ancho de todos los márgenes será de 2.5 cm.*
4. *Century será el tipo de letra a utilizarse para la elaboración de los artículos.*
5. *El formato del título principal será: tamaño 16, negrita, centrado.*
6. *Se deberá incluir el nombre del autor o autores en tamaño 10, negrita; en una línea. En las siguientes se indicará la institución donde trabaja con la dirección respectiva en tamaño 9 normal. Todo esto justificado a la izquierda.*
7. *A continuación vendrá el Resumen en español y en inglés, la palabra Resumen o Abstract va centrado con negrilla en tamaño 12. El texto va en tamaño 10. La extensión máxima del Resumen es de 200 palabras.*
8. *Los Apartados del artículo irán numerados escritos con letras mayúsculas de tamaño 12 y en negrita. Los Subapartados se escribirán con minúsculas con tamaño 11 en negrita. El texto propiamente del artículo será escrito en tamaño 10 normal. Cada comienzo de oración tendrá una sangría de 1.25 cm. Antes y después de cada Apartado o Subapartado se deberá dejar dos espacios en blanco. Por otro lado entre párrafos se dejará un espacio en blanco.*
9. *No puede quedar al final de página, un título de Apartado o Subapartado seguido con dos líneas de escritura*
10. *Los gráficos, figuras o fotos se numerarán y señalarán con la palabra **Figura**. Los cuadros y tablas se han de numerar independientemente de las figuras y se han de señalar con la palabra **Tabla**. Todos ellos se presentarán incluidos en el texto principal con la mejor calidad posible.*
11. *Las referencias serán numeradas en orden alfabético de apellidos y se presentarán al final del artículo, incluyendo estrictamente el siguiente orden: Apellidos, Nombres, Año, Título, Revista, Número, Páginas que comprende y País. Toda referencia deberá tener una cita en el texto mediante el apellido y el año*
12. *Se recomienda numerar las fórmulas entre paréntesis y con alineación hacia la derecha. Las fórmulas o ecuaciones van centradas.*
13. *Lo no previsto en estas pautas será decidido por el Comité Editor de la Revista.*